

POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Architettura Urbanistica e Ingegneria delle Costruzioni

Corso di Studi in Ingegneria dei Sistemi Edilizi

Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito



PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA, ANALISI STATICA E DINAMICA DI UN EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO

Relatore: Prof. Ing. Sergio TATTONI

Correlatori: Dott. Ing. Fulvio RONCORONI

Dott. Ing. Pierpaolo CICCHIELLO

Tesi di Laurea Magistrale di:

Federico LA TORRE 823786

Carlo MIOTTO 823792

Diego VERRATTI 824253

Anno Accademico 2015-2016

“Gli scienziati sognano di fare grandi cose.

Gli ingegneri le realizzano.”

James Michener

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	1
2	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI	3
3	STATO DELL'ARTE	5
3.1	Descrizione edificio.....	5
3.2	Materiali	20
3.3	Analisi dei carichi	20
3.3.1	Carico da vento	21
3.3.2	Carico da neve	22
3.4	Combinazioni di carico.....	22
3.4.1	Stato Limite Ultimo con azioni statiche	22
3.4.2	Combinazione sismica.....	22
3.4.3	Stato Limite di Esercizio	22
4	PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE	24
4.1	Prove di compressione su provini di calcestruzzo.....	25
4.1.1	Modalità di rottura dei provini in calcestruzzo	27
4.1.2	Calcestruzzo, controlli e accettazione secondo le NTC 2008	30
4.1.2.1	Specifiche per il calcestruzzo	30
4.1.2.2	Controlli di qualità del calcestruzzo	30
4.1.2.3	Valutazione preliminare della resistenza	31
4.1.2.4	Prelievo dei campioni	31
4.1.2.5	Controlli di accettazione	31
4.1.2.6	Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera	34
4.1.2.7	Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato.....	34
4.1.3	Caso di studio: prove di compressione su calcestruzzo di edificio in Via A. Mario.....	35
4.1.3.1	Controlli di tipo A.....	36
4.1.3.2	Controlli di tipo B.....	40
4.1.3.3	Calcolo della classe effettiva	40
4.1.4	La valutazione statistica	40
4.1.4.1	La resistenza caratteristica	42
4.1.4.2	Analisi statistica dei dati ottenuti dalle prove di compressione sperimentali.....	44
4.1.5	Metodo semi-probabilistico agli stati limite	46
4.1.6	Conclusioni: la "qualità" strutturale e le contraddizioni normative.....	50
4.2	Prove di trazione delle barre d'acciaio	55
4.2.1	Identificazione e tracciabilità dei prodotti qualificati	58

4.2.2	Acciaio per calcestruzzo armato, controlli e accettazione secondo le NTC 2008	59
4.2.2.1	Caratteristiche dimensionali e di impiego.....	59
4.2.2.2	Qualifica del prodotto	60
4.2.2.3	Controllo di accettazione in cantiere	60
4.2.2.4	Reti e tralicci elettrosaldati	61
4.2.3	Caso di studio: prove di trazione su barre d'armatura di edificio in Via A. Mario	61
4.2.3.1	Analisi statistica dei dati ottenuti dalle prove di trazione delle barre d'armatura	64
4.2.4	Conclusioni: confronto con il metodo semi-probabilistico agli stati limite	66
4.3	Prove per la stima della resistenza meccanica del calcestruzzo	67
4.3.1	Prove per la misura sclerometrica	68
4.3.1.1	Correlazioni empiriche tra Indice Sclerometrico e Resistenza a Compressione	69
4.3.2	Prove per la misura ultrasonica	70
4.3.2.1	Correlazioni empiriche tra Velocità dell'onda e Resistenza a Compressione	72
4.3.3	Indagine con metodo combinato SonReb	76
4.3.4	Caso di studio: prove sclerometriche e ultrasoniche di edificio in Via A. Mario	78
4.3.5	Conclusioni: Importanza e limiti delle prove sclerometriche ed ultrasoniche	81
4.4	Indagini per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo di edifici esistenti	82
4.4.1	Carotaggio	82
4.4.2	Indagine di tipo pull-out	84
4.4.3	Indagine con metodo Windsor	86
4.4.4	Misura delle deformazioni	87
4.4.5	Indagini tramite endoscopio	94
4.4.6	Indagini con pacometro per i ferri d'armatura	95
5	PROVE DI CARICO E COLLAUDO STATICO	97
5.1	Descrizione, modalità di esecuzione e strumentazione delle prove di carico	97
5.1.1	Operazioni preliminari e pronostico sul comportamento strutturale	97
5.1.2	Aspetti normativi procedurali delle prove di carico	98
5.1.3	Scopo ed esito atteso dalla prova di carico	99
5.1.4	Modalità di esecuzione e applicazione dei carichi	100
5.1.4.1	Prove con carichi distribuiti	101
5.1.4.2	Prove con carichi concentrati	102
5.1.4.3	Calcolo del carico concentrato: Metodo teorico	104
5.1.4.4	Calcolo del carico concentrato: Metodo sperimentale	106
5.1.4.5	Calcolo del carico concentrato: Prova su balconi	107
5.1.4.6	Calcolo della freccia teorica	108

5.1.5	Metodi di misurazione.....	109
5.1.6	Report della prova e interpretazione dei risultati	110
5.1.7	Prove di carico di analisi	112
5.2	Caso di studio: prove di carico su edificio in Via Alberto Mario	114
5.2.1	Descrizione della strumentazione.....	115
5.2.2	Prova n°1: Solaio in c.a. del 1° piano interrato	115
5.2.2.1	Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa	116
5.2.2.2	Elaborazione dei risultati di prova	118
5.2.2.3	Modellazione e confronto.....	121
5.2.3	Prova n°2: Solaio in laterocemento del 2° piano	123
5.2.3.1	Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa	124
5.2.3.2	Elaborazione dei risultati di prova	126
5.2.3.3	Modellazione e confronto.....	129
5.2.4	Prova n°3: Solaio a sbalzo in c.a. del 1° piano	132
5.2.4.1	Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa	133
5.2.4.2	Elaborazione dei risultati di prova	135
5.2.4.3	Modellazione e confronto.....	137
5.3	Conclusioni	140
6	PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI EDIFICI IN C.A.	143
6.1	Approcci possibili per la valutazione del comportamento dinamico	143
6.2	Tromografia: studio del rumore sismico ambientale	144
6.2.1	L'analisi HVSR per la valutazione del comportamento dinamico	148
6.3	Prova di caratterizzazione dinamica: descrizione e modalità di esecuzione	151
6.3.1	Applicazione dell'utilizzo del metodo HVSR con tecnica a stazione singola.....	153
6.3.1.1	Scelta della frequenza di campionamento adeguata	153
6.3.1.2	Durata della registrazione e posizionamento dello strumento	154
6.3.1.3	Analisi dei dati campionati.....	155
6.3.1.4	Interpretazione dei dati campionati	156
6.3.2	Caso di studio: Analisi tromografica su edificio in Via A. Mario	157
6.3.3	Analisi dei risultati di prova ottenuti.....	161
6.4	Valutazione del periodo naturale di vibrazione nella letteratura e nella normativa	163
6.4.1	Caso di studio: Valutazione del periodo di vibrazione di edificio in Via A. Mario	164
6.5	Determinazione della risposta dinamica di un edificio attraverso la modellazione	165
6.5.1	Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M.)	165
6.5.2	Analisi elastica lineare	167

6.5.3	Analisi modale elastica	168
6.6	Caso di studio: Modellazione edificio in Via A. Mario	170
6.6.1	Aspetti geotecnici	171
6.6.1.1	Capacità portante	172
6.6.1.2	Costante elastica.....	174
6.6.2	Ipotesi di calcolo	177
6.6.2.1	Box Type Foundation	177
6.6.2.2	Schematizzazione solaio a membrana	180
6.6.2.3	Ipotesi di calcolo struttura Jasp 5.1.25.....	181
6.6.2.4	Ipotesi di calcolo struttura SAP2000 v18.2.0	183
6.6.3	Risultati a confronto modellazione Jasp e SAP2000	184
6.6.4	Comportamento sismico e modellazione delle strutture in c.a. tamponate.....	194
6.6.4.1	Influenza delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici	194
6.6.4.2	Modello per la valutazione della risposta sismica dei telai in c.a. tamponati	195
6.6.4.3	Modellazione: metodo a puntone equivalente.....	195
6.6.4.4	Puntone equivalente mediante il metodo di Ghassan Al-Chaar	196
6.6.4.5	Applicazione del metodo a puntone equivalente alla modellazione F.E.M.....	200
6.6.5	Analisi e confronto: livelli di modellazione, letteratura e tomografia	206
6.7	Conclusioni: importanza e finalità delle indagini tomografiche e della modellazione.....	214
7	CONCLUSIONI	219
8	BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	223

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 3.1: PIANTA CHIAVE DELLA DISPOSIZIONE DEI CORPI EDIFICATI	5
FIGURA 3.2: PIANTA FONDAZIONI	7
FIGURA 3.3: PIANTA PRIMO INTERRATO	8
FIGURA 3.4: PIANTA PIANO TERRA	9
FIGURA 3.5: PIANTA PRIMO PIANO	10
FIGURA 3.6: PIANTA SECONDO PIANO	11
FIGURA 3.7: PIANTA TERZO PIANO	12
FIGURA 3.8: PIANTA QUARTO PIANO	13
FIGURA 3.9: PIANTA QUINTO PIANO	14
FIGURA 3.10: PIANTA SESTO PIANO	15
FIGURA 3.11: SEZIONE A-A	16
FIGURA 3.12: SEZIONE B-B.....	17
FIGURA 3.13: SEZIONE C-C.....	18
FIGURA 3.14: SEZIONE D-D	19
FIGURA 4.1: MACCHINA A COMPRESSIONE MONOASSIALE	25
FIGURA 4.2: GRAFICO ANDAMENTO SFORZO-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO CON INDICAZIONE DEI VALORI DI $E_t50\%$, $E_s50\%$, $\nu_t50\%$, $\nu_s50\%$	27
FIGURA 4.3: GRAFICO ANDAMENTO SFORZO-DEFORMAZIONE IN DIREZIONE ASSIALE E TRASVERSALE DEL CALCESTRUZZO.....	28
FIGURA 4.4: DIFFERENZE TRA MODALITÀ DI ROTTURA DI UN CALCESTRUZZO OTTIMO E UNO SCADENTE	28
FIGURA 4.5: PROVINI DOPO LA PROVA CHE PRESENTANO UNA ROTTURA SODDISFACENTE A PIRAMIDE CON ANGOLI DI 45° ALLA BASE	29
FIGURA 4.6: MODALITÀ DI ROTTURA SODDISFACENTI SECONDO LA NORMATIVA UNI EN 12390-3:2003; SI NOTI CHE TUTTE E QUATTRO LE FACCE SONO FESSURATE IN MODO PRESSOCHÉ UGUALE, GENERALMENTE CON MINORE DANNO ALLE FACCE IN CONTATTO CON I PIATTI	29
FIGURA 4.7: MODALITÀ DI ROTTURA NON SODDISFACENTI SECONDO LA NORMATIVA UNI EN 12390-3:2003; CON LA LETTERA T SONO INDICATE LE FESSURAZIONI DA TRAZIONE	29
FIGURA 4.8: DISTRIBUZIONE DI GAUSS NORMALE	41
FIGURA 4.9: ISTOGRAMMA DEI VALORI DI RESISTENZA A COMPRESSIONE OTTENUTI DALL'ESECUZIONE DELLE PROVE IN LABORATORIO, DIVISI IN CLASSI DI RESISTENZA IN FUNZIONE DELLO SCARTO QUADRATICO MEDIO DI $s = 3,52$	44
FIGURA 4.10: GRAFICO DI DISTRIBUZIONE DEI VALORI DI RESISTENZA A COMPRESSIONE OTTENUTI DALL'ESECUZIONE DELLE PROVE IN LABORATORIO	44
FIGURA 4.11: CONFRONTO TRA LA CURVA DI DISTRIBUZIONE DEI DATI OTTENUTI DALLA ESECUZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI (COLORE ARANCIONE), E LA CURVA DI GAUSS NORMALE ASSOCIATA AI VALORI STIMATI DELLA POPOLAZIONE DI RESISTENZA MEDIA ($R_m = 41,70$) E SCARTO ($s = 3,52$)	45
FIGURA 4.12: VALORI ESTREMI DI X_i E Y_j	48
FIGURA 4.13: MISURA DELLA SICUREZZA, FACENDO RIFERIMENTO AL CASO CHE LA RESISTENZA DELLA STRUTTURA SIA PROPRIO ESPRESSA DALLA RESISTENZA A ROTTURA DEL MATERIALE E CHE LA SOLLECITAZIONE SIA ESPRESSA DALLA CORRISPONDENTE TENSIONE PRODOTTA DALLE AZIONI APPLICATE	48
FIGURA 4.14: PRODUZIONE CON STESSO VALOR MEDIO FIGURA 4.15: PRODUZIONE CON STESSA RESISTENZA CARATTERISTICA.....	51
FIGURA 4.16: L'AREA DI SOVRAPPOSIZIONE DELLE DUE GAUSSIANE RAPPRESENTA LA POSSIBILITÀ DELL'EVENTO DI CRISI. TALE AREA PUÒ RISULTARE MINORE SE LE DISPERSIONI SONO CONTENUTE. IL COEFFICIENTE DI SICUREZZA RISULTA IN QUESTO MODO CORRELATO DALLA QUALITÀ, INTESA COME DISPERSIONE	52
FIGURA 4.17: DISTRIBUZIONE DELLE RESISTENZE PER UN'OTTIMA PRODUZIONE DI CALCESTRUZZO	54
FIGURA 4.18: PROVA DI TRAZIONE SU BARRE D'ACCIAIO.....	55
FIGURA 4.19: DIMENSIONI UTILI DEL PROVINO DI ACCIAIO IN FUNZIONE DELLA SUA FORMA	55
FIGURA 4.20: GRAFICO DI TRAZIONE DI UN ACCIAIO DOLCE	56
FIGURA 4.21: DISTANZE MINIME DA RISPETTARE PER GARANTIRE LA VALIDITÀ DELLA PROVA	58
FIGURA 4.22: ESEMPIO DI MARCATURA MINISTERIALE, OBBLIGATORIA PER GLI ACCIAI PER CALCESTRUZZO ARMATO, PRESENTE IN CIASCUN CERTIFICATO DELLE BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO	59

FIGURA 4.23: ISTOGRAMMA DEI VALORI DI TENSIONE DI SNERVAMENTO OTTENUTI DALL'ESECUZIONE DELLE PROVE IN LABORATORIO, DIVISI IN CLASSI IN FUNZIONE DELLO SCARTO QUADRATICO MEDIO DI $s = 21,9$ MPA	65
FIGURA 4.24: GRAFICO DI DISTRIBUZIONE DEI VALORI DI TENSIONE DI SNERVAMENTO OTTENUTI DALL'ESECUZIONE DELLE PROVE IN LABORATORIO	65
FIGURA 4.25: CONFRONTO TRA LA CURVA DI DISTRIBUZIONE DEI DATI OTTENUTI DALLA ESECUZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI (COLORE ROSSO), E LA CURVA DI GAUSS NORMALE (COLORE BLU), ASSOCIATA AI VALORI STIMATI DELLA POPOLAZIONE DI TENSIONE DI SNERVAMENTO MEDIA ($F_{YM} = 531,8$ MPA) E SCARTO ($s = 21,9$ MPA)	66
FIGURA 4.26 – SCLEROMETRO TIPO “SCHMIDT-HAMMER”	69
FIGURA 4.27 – ESECUZIONE DI UNA BATTUTA SCLEROMETRICA	69
FIGURA 4.28: GRAFICO DI CORRELAZIONE TRA L'INDICE DI RIMBALZO RICAVATO DALLA PROVA SCLEROMETRICA (IR) E LA RESISTENZA A COMPRESSIONE (R_m) DEL CALCESTRUZZO PER UNO SCLEROMETRO SCHMIDT, TIPO N.....	70
FIGURA 4.29 – STRUMENTAZIONE PER INDAGINI ULTRASONICHE	72
FIGURA 4.30 – ESECUZIONE DI UN'INDAGINE ULTRASONICA SU	72
FIGURA 4.31: RELAZIONE TRA I 2 COEFFICIENTI A E B DI FUNZIONE ESPONENZIALI PER MODELLI DI RESISTENZA DI PROVE DI VELOCITÀ ULTRASONICHE	73
FIGURA 4.32: COERENZA TRA I DIFFERENTI MODELLI ESPONENZIALI E PUNTO DI RIFERIMENTO	74
FIGURA 4.33: ILLUSTRAZIONE DELLA VARIETÀ DEI MODELLI ESPONENZIALI	74
FIGURA 4.34: ILLUSTRAZIONE DELLA VARIETÀ DEI MODELLI POTENZIALI	75
FIGURA 4.35: CAROTATRICE PER CALCESTRUZZO	84
FIGURA 4.36: ESECUZIONE DI UN CAROTAGGIO	84
FIGURA 4.37: STRUMENTAZIONI PER INDAGINI PULL-OUT	86
FIGURA 4.38: SITUAZIONE FINALE IN SEGUITO AD INDAGINE	86
FIGURA 4.39: PISTOLA WINDSOR	87
FIGURA 4.40: APPLICAZIONE PISTOLA WINDSOR SU ELEMENTO.....	87
FIGURA 4.41: SCHEMA DEL PONTE DI WHEATSTONE.....	88
FIGURA 4.42: GRAFICO DELL'ENTITÀ DELL'ERRORE	89
FIGURA 4.43: SCHEMA POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI SU UNA TRAVE GENERICA E RELATIVE DEFORMAZIONI	90
FIGURA 4.44: SCHEMI POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI E RELATIVA DEFORMAZIONE MISURABILE IN FUNZIONE DEGLI SFORZI AGENTI DI AZIONI NORMALI E FLETTENTI E DI VARIAZIONI TERMICHE	92
FIGURA 4.45: SCHEMA POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI SU UNA TRAVE GENERICA E RELATIVE DEFORMAZIONI	92
FIGURA 4.46: SCHEMI POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI E RELATIVA DEFORMAZIONE MISURABILE IN FUNZIONE DEGLI SFORZI AGENTI DI AZIONI NORMALI, FLETTENTI E DI TAGLIO E DI VARIAZIONI TERMICHE.....	92
FIGURA 4.47: ESTENSIMETRO ELETTRICO	94
FIGURA 4.48: ESTENSIMETRI A CORDA VIBRANTE.....	94
FIGURA 4.49: ENDOSCOPIO	95
FIGURA 4.50: IMMAGINE RICAVATA DA UN ENDOSCOPIO	95
FIGURA 4.51: PACOMETRO	96
FIGURA 4.52: INDAGINE PACOMETRICA.....	96
FIGURA 5.1: GRAFICO CARICO – DEFORMAZIONI DESUNTO DALLA PROVA DI CARICO	99
FIGURA 5.2: PROVE DI CARICO SU COPERTURA, SCALE E SOLAIO CON CARICHI DISTRIBUITI E CONCENTRATI.....	100
FIGURA 5.3: INDICAZIONE TEMPORALE SULL'ESECUZIONE DI UNA PROVA DI CARICO TIPO.....	101
FIGURA 5.4: PROVA DI CARICO SU SOLAI CON N. 2 SERBATOI PIANI	101
FIGURA 5.5: NUOVO AUDITORIUM – ISERNIA.....	101
FIGURA 5.6: PROVA A SPINTA SU SOLAIO	102
FIGURA 5.7: PROVA A SPINTA SU SOLAIO E TRAVE	102
FIGURA 5.8: PROVA A TIRO SU TRAVE	103
FIGURA 5.9: FASE DI ALLESTIMENTO E ANCORAGGIO INFERIORE CON TASSELLI MECCANICI	103
FIGURA 5.10: SEZIONE TRASVERSALE DEL SOLAIO	107
FIGURA 5.11: POSIZIONE DELLA FORZA EQUIVALENTE SUL BALCONE E RELATIVO ANDAMENTO DEL MOMENTO FLETTENTE	107
FIGURA 5.12: SPOSTAMENTO VERTICALE DI UNA STRUTTURA CARICATA	109
FIGURA 5.13: TRASDUTTORI POTENZIOMETRICI O INDUTTIVI	109
FIGURA 5.14: DISPOSIZIONE DEI TRASDUTTORI AL DI SOTTO DELLA STRUTTURA ANALIZZATA E COLLEGAMENTO ALLA CENTRALINA	109
FIGURA 5.15: CURVA D'ISTERESI, RAPPRESENTATIVA DELLA DEFORMAZIONE DI UN ELEMENTO STRUTTURALE SOTTO PROVA DI CARICO.....	111
FIGURA 5.16: AREA DELLA CURVA DI ISTERESI: CONSENTE DI VALUTARE L'ENERGIA DISSIPATA DURANTE IL PROCESSO DI CARICO-SCARICO	112
FIGURA 5.17: SCHEMA DI POSIZIONAMENTO DEI SENSORI IN UNA PROVA DI CARICO GENERICA	113
FIGURA 5.18: CANTIERE EDIFICIO VIA ALBERTO MARIO.....	114
FIGURA 5.19: PARTICOLARE MARTINETTI DI CARICO	116
FIGURA 5.20: PARTICOLARE SENSORI DIFFERENZIALI	116
FIGURA 5.21: SCHEMA POSIZIONAMENTO DEL CARICO E DEI TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO.....	116
FIGURA 5.22: SEZIONE CORRENTE DELLA SOLETTA PIENA IN CALCESTRUZZO ARMATO DEL 1° PIANO INTERRATO	117

FIGURA 5.23: CURVA DI ISTERESI PER CARICO CONCENTRATO - PROVA N° 1	120
FIGURA 5.24: MODELLAZIONE SOLETTA PIENA IN CALCESTRUZZO ARMATO DEL 1° PIANO INTERRATO; IN ROSA È EVIDENZIATA LA POSIZIONE DEL CARICO	121
FIGURA 5.25: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 90,6 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA IN CALCESTRUZZO ARMATO INTERAMENTE RESISTENTE (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 0,72 mm)	122
FIGURA 5.26: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 90,6 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA IN CALCESTRUZZO ARMATO PARZIALIZZATA (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 2,34 mm)	122
FIGURA 5.27: PARTICOLARE MARTINETTI DI CARICO FIGURA 5.28: PARTICOLARE SENSORI DIFFERENZIALI	123
FIGURA 5.29: SCHEMA POSIZIONAMENTO DEL CARICO E DEI TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO	124
FIGURA 5.30: SEZIONE CORRENTE DELLA SOLETTA LATEROCEMENTIZIA DEL 2° PIANO	125
FIGURA 5.31: SEZIONE A T DEL SOLAIO LATEROCEMENTIZIO	125
FIGURA 5.32: CURVA DI ISTERESI PER CARICO CONCENTRATO - PROVA N° 2	128
FIGURA 5.33: MODELLAZIONE SOLAIO IN LATEROCEMENTO DEL 2° PIANO; I VARI ELEMENTI SONO DEFINITI IN LEGENDA	130
FIGURA 5.34: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 60,9 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DEL SOLAIO IN LATEROCEMENTO INTERAMENTE RESISTENTE (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 1,21 mm)	130
FIGURA 5.35: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 60,9 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DEL SOLAIO IN LATEROCEMENTO PARZIALIZZATA (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 1,32 mm)	131
FIGURA 5.36: PARTICOLARE MARTINETTI DI CARICO FIGURA 5.37: PARTICOLARE SENSORI DIFFERENZIALI	132
FIGURA 5.38: SCHEMA POSIZIONAMENTO DEL CARICO E DEI TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO	132
FIGURA 5.39: SEZIONE CORRENTE DELLA SOLETTA PIENA A SBALZO IN CALCESTRUZZO ARMATO DEL 1° PIANO	133
FIGURA 5.40: CURVA DI ISTERESI PER CARICO CONCENTRATO - PROVA N° 3	136
FIGURA 5.41: MODELLAZIONE SOLETTA PIENA IN CALCESTRUZZO ARMATO A SBALZO DEL 1° PIANO	137
FIGURA 5.42: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 40,7 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA A SBALZO IN CALCESTRUZZO ARMATO INTERAMENTE RESISTENTE (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 2,21 mm), SENZA AVER CONSIDERATO LA PRESENZA DEL PARAPETTO	138
FIGURA 5.43: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 40,7 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA A SBALZO IN CALCESTRUZZO ARMATO PARZIALIZZATA (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 2,47 mm), SENZA AVER CONSIDERATO LA PRESENZA DEL PARAPETTO	138
FIGURA 5.44: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 40,7 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA A SBALZO IN CALCESTRUZZO ARMATO INTERAMENTE RESISTENTE (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 1,69 mm), CONSIDERATA LA PRESENZA DEL PARAPETTO	139
FIGURA 5.45: FRECCIA RELATIVA AL CARICO MASSIMO DI PROVA DI 40,7 kN, RICAVATA ATTRAVERSO IL MODELLO DI SAP2000, CONSIDERATA LA SEZIONE DELLA SOLETTA A SBALZO IN CALCESTRUZZO ARMATO PARZIALIZZATA (SI OTTIENE UNA FRECCIA MASSIMA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA DI 2,08 mm), CONSIDERATA LA PRESENZA DEL PARAPETTO	139
FIGURA 6.1: DISTRIBUZIONI DI FREQUENZE DI VIBRAZIONE RILEVATE NELLA CITTÀ DI BUDAPEST IN 5 PUNTI DIFFERENTI	145
FIGURA 6.2: COMPONENTE VERTICALE NELLA PARTE SINISTRA, COMPONENTE ORIZZONTALE A DESTRA. MIS: STAZIONE SU ROCCIA; UKD: STAZIONE SU SEDIMENTI.	146
FIGURA 6.3: LA RISPOSTA AD AZIONI DINAMICHE DI UNA STRUTTURA VIENE STIMATA MEDIANTE MODELLI MATEMATICI, LE OPERAZIONI DI “IDENTIFICAZIONE PARAMETRICA” NECESSITANO DI UN MODELLO NUMERICO CHE RAPPRESENTI UN BUON COMPROMESSO TRA REALISMO E SEMPLICITÀ E DI DATI SPERIMENTALI SULLA RISPOSTA A CONDIZIONI DI CARICO NOTE. L’OPERAZIONE DI MINIMIZZAZIONE DELLA DISCREPANZA TRA VALORI MISURATI E VALORI CALCOLATI PUÒ ESSERE REALIZZATA DIRETTAMENTE UTILIZZANDO UN MODELLO AD ELEMENTI FINITI	148
FIGURA 6.4: LA STRUTTURA VIENE IMMAGINATA COME VINCOLATA AD UN SUOLO DI FONDAZIONE RIGIDO IL CUI UNICO RUOLO È QUELLO DI FORNIRE UNA SOLLECITAZIONE (NOTA) ALLA STRUTTURA	150
FIGURA 6.5: TROMOGRAFO DIGITALE	152
FIGURA 6.6: RELAZIONE TIPICA TRA L’ALTEZZA DI UNA STRUTTURA IN C.A. E LA FREQUENZA DEL PRIMO MODO DI VIBRARE	153

FIGURA 6.7: (A) I PICCHI H/V DI ORIGINE STRATIGRAFICA SONO CARATTERIZZATI DA UN MINIMO LOCALE DELLA COMPONENTE VERTICALE, ASSENTE NELLE COMPONENTI ORIZZONTALI, CHE DÀ LUOGO AD UNA FORMA 'A OCCHIO' NEI GRAFICI IN CUI GLI SPETTRI SONO RAFFIGURATI ASSIEME. (B) I RAPPORTI SPETTRALI TRA COMPONENTI OMOLOGHE P_i/P_0 REGISTRATE SU LIVELLI DIVERSI DELLE STRUTTURE MOSTRANO PICCHI ORIZZONTALI H_i/H_0 ACUTI E BEN DEFINITI IN CORRISPONDENZA DEI DIVERSI MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA STESSA. MOSTRANO INVECE RAPPORTI VERTICALI Z_i/Z_0 PIATTI, NEGLI EDIFICI MODERNI IN C.A.	154
FIGURA 6.8: FINESTRA DEI PARAMETRI DI ANALISI SPETTRALE E H/V	155
FIGURA 6.9: CURVE H/V MEDIE E LORO DEVIAZIONE STANDARD REGISTRATE NELLO STESSO SITO PRIMA (A) E DOPO (C) LA RIMOZIONE DEI TRANSIENTI. (B) STABILITÀ TEMPORALE DELLA CRUVA H/V DURANTE LA MISURA (AMPIEZZA H/V IN COLORE, TEMPO IN ASCISSA, FREQUENZA IN ORDINATA). (D) FINESTRE TEMPORALI RIMASTE DOPO LA RIMOZIONE DEI TRANSIENTI.	156
FIGURA 6.10: SELEZIONE DEI TRALICCIATI PER ANALISI MODALE (FREQUENZE DEI MODI) DELLE STRUTTURE. IL SITO DI RIFERIMENTO È EVIDENZIATO DALLA FRECCIA ROSSA. GLI ALTRI SITI SONO INDICATI DALLE FRECCIE BLU. SI NOTI IL LISCIAIMENTO ALL'1% DEGLI SPETTRI REGISTRATI SU STRUTTURE.	157
FIGURA 6.11: A SINISTRA, FASI DI STAZIONAMENTO E SETTAGGIO DEL TROMINO. A DESTRA, LA STRUMENTAZIONE È PRONTA PER LA REGISTRAZIONE	157
FIGURA 6.12: POSIZIONAMENTO E ORIENTAMENTO DEL TROMINO: SCALA B E SCALA D AD OGNI LIVELLO E CON 2 REGISTRAZIONI PER LIVELLO DA 4 MINUTI	158
FIGURA 6.13: GRAFICO RELATIVO ALLA FUNZIONE H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEL VANO SCALA B (CORPO AB) IN DIREZIONE X. SI PUÒ NOTARE COME IL PICCO DELLA FREQUENZA DOMINANTE È PARI A 3,14 Hz, MA A FREQUENZE INFERIORI TROVIAMO ALTRI 2 PICCHI SIGNIFICATIVI PARI A 2,15 Hz E 2,49 Hz, E ALTRI A FREQUENZA MAGGIORE PARI A 3,59 Hz E 6,88 Hz	159
FIGURA 6.14: GRAFICO RELATIVO ALLA FUNZIONE H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEL VANO SCALA B (CORPO AB) IN DIREZIONE Y. SI PUÒ NOTARE COME IL PICCO DELLA FREQUENZA DOMINANTE È PARI A 2,70 Hz, MA A FREQUENZE INFERIORI TROVIAMO UN ALTRO PICCO SIGNIFICATIVO A 2,05 Hz, ED A FREQUENZE MAGGIORI TROVIAMO ALTRI 2 PICCHI SIGNIFICATIVI PARI A 3,45 Hz E 8,27 Hz	159
FIGURA 6.15: GRAFICO RELATIVO ALLA FUNZIONE H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEL VANO SCALA D (CORPO CD) IN DIREZIONE X. SI PUÒ NOTARE COME IL PICCO DELLA FREQUENZA DOMINANTE È PARI A 2,84 Hz, ED A FREQUENZE MAGGIORI TROVIAMO ALTRI 2 PICCHI SIGNIFICATIVI PARI A 3,23 Hz E 3,50 Hz, ED UN ULTIMO PARI A 6,88 Hz	160
FIGURA 6.16: GRAFICO RELATIVO ALLA FUNZIONE H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEL VANO SCALA D (CORPO CD) IN DIREZIONE Y. SI PUÒ NOTARE COME IL PICCO DELLA FREQUENZA DOMINANTE È PARI A 3,49 Hz, MA A FREQUENZE INFERIORI TROVIAMO ALTRI 2 PICCHI SIGNIFICATIVI PARI A 2,57 Hz E 2,84 Hz, E ALTRI A FREQUENZA MAGGIORE PARI A 3,77 Hz E 7,78 Hz	160
FIGURA 6.17: GRAFICO PER LA DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE D'INFLUENZA I_f	176
FIGURA 6.18: A SINISTRA: TELAIO DI DIMENSIONI USUALI E CARICATO COME PER UN EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE. A DESTRA: TELAIO IDENTICO DOTATO, AL DI SOTTO DELLO 0 SISMICO, DI UN USUALE MURO IN C.A. DA INTERRATO	178
FIGURA 6.19: A SINISTRA: PRIMO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO TIPO DI UN EDIFICIO USUALE DI CIVILE ABITAZIONE. A DESTRA: PRIMO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO IDENTICO DOTATO, AL DI SOTTO DELLO 0 SISMICO, DI UN USUALE MURO IN C.A. DA INTERRATO	178
FIGURA 6.20: A SINISTRA: SECONDO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO TIPO DI UN EDIFICIO USUALE DI CIVILE ABITAZIONE. A DESTRA: SECONDO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO IDENTICO DOTATO, AL DI SOTTO DELLO 0 SISMICO, DI UN USUALE MURO IN C.A. DA INTERRATO	178
FIGURA 6.21: A SINISTRA: TERZO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO TIPO DI UN EDIFICIO USUALE DI CIVILE ABITAZIONE. A DESTRA: TERZO MODO DI VIBRARE DEL TELAIO IDENTICO DOTATO, AL DI SOTTO DELLO 0 SISMICO, DI UN USUALE MURO IN C.A. DA INTERRATO	179
FIGURA 6.22: MODELLO F.E.M. DELL'INTERO COMPLESSO RESIDENZIALE, VISTA NORD (JASP 5.1.25)	182
FIGURA 6.23: MODELLO F.E.M. DELL'INTERO COMPLESSO RESIDENZIALE, VISTA SUD (JASP 5.1.25)	183
FIGURA 6.24: MODELLO F.E.M. DELL'INTERO COMPLESSO RESIDENZIALE, VISTA NORD (SAP2000 v18.2.0)	184
FIGURA 6.25: MODELLO F.E.M. DELL'INTERO COMPLESSO RESIDENZIALE, VISTA SUD (SAP2000 v18.2.0)	184
FIGURA 6.26: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO	186
FIGURA 6.27: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO	187
FIGURA 6.28: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO	187
FIGURA 6.29: MODELLO F.E.M. DEL CORPO AB, VISTA NORD. A SINISTRA: JASP 5.1.25. A DESTRA: SAP2000 v18.2.0	188
FIGURA 6.30: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB DELL'EDIFICIO	189
FIGURA 6.31: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB DELL'EDIFICIO	189
FIGURA 6.32: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB DELL'EDIFICIO	190
FIGURA 6.33: MODELLO F.E.M. DEL CORPO CD, VISTA NORD. A SINISTRA: JASP 5.1.25. A DESTRA: SAP2000 v18.2.0	190
FIGURA 6.34: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD	191

FIGURA 6.35: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD.....	192
FIGURA 6.36: DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD.....	192
FIGURA 6.37: SCHEMATIZZAZIONE DELL'EFFETTO DELLA TAMPONATURA COME UN PUNTONE DIAGONALE EQUIVALENTE	195
FIGURA 6.38: SCHEMATIZZAZIONE DELL'EFFETTO IRRIGIDENTE DELLE TAMPONATURE DI UN TELAIO IN CALCESTRUZZO ARMATO, COME UN TELAIO CONTROVENTATO DA BIELLE DIAGONALI REAGENTI SOLO A COMPRESSIONE.....	196
FIGURA 6.39: GEOMETRIA DEL PUNTONE DIAGONALE EQUIVALENTE	197
FIGURA 6.40: CLASSIFICAZIONE DEL DANNO PER LA TAMPONATURA.....	198
FIGURA 6.41: POSIZIONAMENTO DELLA DIAGONALE EQUIVALENTE	199
FIGURA 6.42: TELAIO PARZIALMENTE TAMPONATO.....	199
FIGURA 6.43: PIANTA PIANO TIPO CORPO AB	201
FIGURA 6.44: PIANTA PIANO TIPO CORPO CD	202
FIGURA 6.45: MODELLO F.E.M. DEL CORPO AB CON PUNTONI EQUIVALENTI, VISTA NORD. A SINISTRA: JASP 5.1.25. A DESTRA: SAP2000 v18.2.0	202
FIGURA 6.46: MODELLO F.E.M. DEL CORPO CD CON PUNTONI EQUIVALENTI, VISTA NORD. A SINISTRA: JASP 5.1.25. A DESTRA: SAP2000 v18.2.0	203
FIGURA 6.47: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DELL'INTERO EDIFICIO. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	208
FIGURA 6.48: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DELL'INTERO EDIFICIO. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	208
FIGURA 6.49: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DELL'INTERO EDIFICIO. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	208
FIGURA 6.50: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	209
FIGURA 6.51: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	209
FIGURA 6.52: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DEL CORPO AB. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	209
FIGURA 6.53: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 1° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	210
FIGURA 6.54: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 2° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	210
FIGURA 6.55: CONFRONTO DEFORMATA E RELATIVI SPOSTAMENTI [M] DEL 3° MODO DI VIBRARE DEL CORPO CD. A SINISTRA: STRUTTURA INTELAIATA "NUDA"; A DESTRA: STRUTTURA INTELAIATA CON BIELLE EQUIVALENTI A SIMULAZIONE DELLE TAMPONATURE, VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE	210

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 3.1: CALCESTRUZZI IMPIEGATI.....	20
TABELLA 3.2: ACCIAI PER ARMATURE UTILIZZATI.....	20
TABELLA 3.3: ANALISI DEI CARICHI DELLE STRUTTURE.....	21
TABELLA 4.1: VALORI DI ACCETTAZIONE PER CONTROLLI DI TIPO A E DI TIPO B	32
TABELLA 4.2: RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA PER PROVE DI COMPRESSIONE MARCA TECNOTEST, MOD. KP300/L, MATR. N° 2812 E RELATIVI CONTROLLI NORMATIVI DI TIPO A.....	36
TABELLA 4.3: RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA PER PROVE DI COMPRESSIONE MARCA TECNOTEST, MOD. KP300/L, MATR. N° 2812 E RELATIVI CONTROLLI NORMATIVI DI TIPO A.....	37
TABELLA 4.4: RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA PER PROVE DI COMPRESSIONE MARCA TECNOTEST, MOD. KP300/L, MATR. N° 2812 E RELATIVI CONTROLLI NORMATIVI DI TIPO A.....	38
TABELLA 4.5: RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA PER PROVE DI COMPRESSIONE MARCA TECNOTEST, MOD. KP300/L, MATR. N° 2812 E RELATIVI CONTROLLI NORMATIVI DI TIPO A.....	39
TABELLA 4.6: VALORI DI K PER $P = 90\%$ (FRATTILE 5%) E PER GRADI DI FIDUCIA $\gamma = 0,75, 0,90, 0,95$. PER I MATERIALI DA COSTRUZIONE IL GRADO DI FIDUCIA È GENERALMENTE 0,75 (DA E. LEPORATI)	42
TABELLA 4.7: STIMA DEI COEFFICIENTI DI VARIAZIONE (IN PERCENTUALE) DELLA RESISTENZA MECCANICA DI ALCUNI MATERIALI DA COSTRUZIONE (ELABORAZIONE DATI DI PROVE ESEGUITE DA F. LANER NEL LABORATORIO PROVE MATERIALI, IUAV, VENEZIA, 1990	43
TABELLA 4.8: VALORI DI K IN FUNZIONE DI PROBABILITÀ FISSATE P_R	49
TABELLA 4.9: VALORI ASSUNTI DA K, IN FUNZIONE DELLE N PROVE EFFETTUATE.....	49
TABELLA 4.10: VALORI ASSUNTI DAL COEFFICIENTE DI SICUREZZA γ_M DA ACCIAIO E CALCESTRUZZO	50
TABELLA 4.11: VALORI DI RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO SECONDO LE DIFFERENTI NORMATIVE.	54
TABELLA 4.12: TABELLA REQUISITI DA RISPETTARE PER ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C	59
TABELLA 4.13: RISULTATI DELLE PROVE DI TRAZIONE DELLE BARRE D'ARMATURA ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA UNIVERSALE MARCA CONTROLS, MOD. C902, MATR. N° 90130117 E RELATIVE VERIFICHE	62
TABELLA 4.14: RISULTATI DELLE PROVE DI TRAZIONE DELLE BARRE D'ARMATURA ESEGUITE IN LABORATORIO ATTRAVERSO UNA PRESSA UNIVERSALE MARCA CONTROLS, MOD. C902, MATR. N° 90130117 E RELATIVE VERIFICHE	63
TABELLA 4.15: VALORI DELLA TENSIONE DI SNERVAMENTO EFFETTIVA E DEL COEFFICIENTE DI DISPERSIONE DELLA POPOLAZIONE	64
TABELLA 4.16: VALORI DELLA TENSIONE DI ROTTURA EFFETTIVA E DEL COEFFICIENTE DI DISPERSIONE DELLA POPOLAZIONE	64
TABELLA 4.17: TABELLA CORRELAZIONE VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELL'ONDA E RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO	75
TABELLA 4.18: RISULTATI DELLE PROVE DI MISURA SCLEROMETRICA E ULTRASONICA ESEGUITE IN SITU ATTRAVERSO UNO SCLEROMETRO "SHMIDT-HAMMER", TIPO N E "TICO ULTRASONIC INSTRUMENT : ZI 10006"	79
TABELLA 4.19: RISULTATI DELLE PROVE DI MISURA SCLEROMETRICA E ULTRASONICA ESEGUITE IN SITU ATTRAVERSO UNO SCLEROMETRO "SHMIDT-HAMMER", TIPO N E "TICO ULTRASONIC INSTRUMENT : ZI 10006"	80
TABELLA 4.20: VALORI DI RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO, STIMATA A PARTIRE DAI VALORI DI IR E V, OTTENUTI MEDIANTE LE PROVE SCLEROMETRICHE E ULTRASONICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO INDAGATI.	81
TABELLA 5.1: VALORI DI C_v PER FORZA CONCENTRATA IN MEZZERIA IN FUNZIONE DELLA TIPOLOGIA DI VINCOLO.....	105
TABELLA 5.2: VALORI ASSUNTI DA A' E Δ IN FUNZIONE DELLA TIPOLOGIA DI VINCOLO AGLI ESTREMI E QUINDI DELLA TIPOLOGIA DI FRECCIA ASSUNTA	105
TABELLA 5.3: DATI RICAVATI ATTRAVERSO IL METODO TEORICO E ATTRAVERSO IL METODO SPERIMENTALE PER LA ESECUZIONE DELLA PROVA N° 1	119
TABELLA 5.4: VALORI RELATIVI ALLE FRECCIE IN CORRISPONDENZA DEI SENSORI UTILIZZATI, IN FUNZIONE DEL CARICO MASSIMO APPLICATO DI 90,6 kN.....	119
TABELLA 5.5: VALORI RELATIVI ALLE FRECCIE IN CORRISPONDENZA DEL SENSORE N° 3, IN MEZZERIA, IN FUNZIONE DEI CARICHI APPLICATI NEL 3° CICLO	119
TABELLA 5.6: VALUTAZIONE DELLA LINEARITÀ IN FUNZIONE DELLO STATO DI CARICO	120
TABELLA 5.7: VALUTAZIONE DELLA RIPETIBILITÀ, LINEARITÀ E PERMANENZA DEL CARICO APPLICATO.....	120
TABELLA 5.8: CONFRONTO TRA I VALORI MASSIMI DI FRECCIA OTTENUTI PER VIA TEORICA, DALLA MODELLAZIONE E PER VIA SPERIMENTALE .	123
TABELLA 5.9: DATI RICAVATI ATTRAVERSO IL METODO TEORICO E ATTRAVERSO IL METODO SPERIMENTALE PER LA ESECUZIONE DELLA PROVA N° 1	127

TABELLA 5.10: VALORI RELATIVI ALLE FRECCE IN CORRISPONDENZA DEI SENSORI UTILIZZATI, IN FUNZIONE DEL CARICO MASSIMO APPLICATO DI 60,9 kN	127
TABELLA 5.11: VALORI RELATIVI ALLE FRECCE IN CORRISPONDENZA DEL SENSORE N° 3, IN MEZZERIA, IN FUNZIONE DEI CARICHI APPLICATI NEL 3° CICLO	127
TABELLA 5.12: VALUTAZIONE DELLA LINEARITÀ IN FUNZIONE DELLO STATO DI CARICO	128
TABELLA 5.13: VALUTAZIONE DELLA RIPETIBILITÀ, LINEARITÀ E PERMANENZA DEL CARICO APPLICATO.....	128
TABELLA 5.14: CONFRONTO TRA I VALORI MASSIMI DI FRECCIA OTTENUTI PER VIA TEORICA, DALLA MODELLAZIONE E PER VIA SPERIMENTALE.....	131
TABELLA 5.15: DATI RICAVATI ATTRAVERSO IL METODO TEORICO E ATTRAVERSO IL METODO SPERIMENTALE PER LA ESECUZIONE DELLA PROVA N° 1.....	135
TABELLA 5.16: VALORI RELATIVI ALLE FRECCE IN CORRISPONDENZA DEI SENSORI UTILIZZATI, IN FUNZIONE DEL CARICO MASSIMO APPLICATO DI 40,7 kN	135
TABELLA 5.17: VALORI RELATIVI ALLE FRECCE IN CORRISPONDENZA DEL SENSORE N° 1, ALL'ESTREMO, IN FUNZIONE DEI CARICHI APPLICATI NEL 3° CICLO	135
TABELLA 5.18: VALUTAZIONE DELLA LINEARITÀ IN FUNZIONE DELLO STATO DI CARICO	136
TABELLA 5.19: VALUTAZIONE DELLA RIPETIBILITÀ, LINEARITÀ E PERMANENZA DEL CARICO APPLICATO.....	136
TABELLA 5.20: CONFRONTO TRA I VALORI MASSIMI DI FRECCIA OTTENUTI PER VIA TEORICA, DALLA MODELLAZIONE E PER VIA SPERIMENTALE.....	140
TABELLA 6.1: FREQUENZE TIPICHE DEI FENOMENI AMBIENTALI SECONDO GUTENBERG E ASTEN-HENSTRIDGE	147
TABELLA 6.2: PICCHI DI FREQUENZA RILEVATI DAI GRAFICI H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEI 2 CORPI DELL'EDIFICIO ESAMINATI NELLE DUE DIREZIONI FONDAMENTALI; IN GRASSETTO SONO EVIDENZIATE I PICCHI DI FREQUENZA CON MAGGIOR RAPPORTO H/V RILEVATO.....	162
TABELLA 6.3: PERIODI RELATIVI AI PICCHI DI FREQUENZA (TABELLA 6.2) RILEVATI DAI GRAFICI H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEI 2 CORPI DELL'EDIFICIO ESAMINATI NELLE DUE DIREZIONI FONDAMENTALI; IN GRASSETTO SONO EVIDENZIATE I PICCHI DI FREQUENZA CON MAGGIOR RAPPORTO H/V RILEVATO.....	163
TABELLA 6.4: VALORI PROPOSTI IN LETTERATURA, DA DIFFERENTI AUTORI PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO, DELLA FORMULA [6.5] ...	163
TABELLA 6.5: VALORI DEL PERIODO PROPRIO DI VIBRAZIONE DEI CORPI AB E CD DELL'EDIFICIO IN VIA ALBERTO MARIO	164
TABELLA 6.6: PARAMETRI PRINCIPALI DI PROGETTO.....	172
TABELLA 6.7: CALCOLO DEL VALORE DELLA COSTANTE ELASTICA RELATIVA AL CASO DI STUDIO	176
TABELLA 6.8: PERIODI RELATIVI AI PICCHI DI FREQUENZA RILEVATI DAI GRAFICI H/V NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DEI 2 CORPI DELL'EDIFICIO ESAMINATI NELLE DUE DIREZIONI FONDAMENTALI, GIÀ OPPORTUNAMENTE CORRETTI MEDIANTE IL COEFFICIENTE DI 0,85; IN GRASSETTO SONO EVIDENZIATI I PERIODI RELATIVI AI PICCHI DI FREQUENZA CON MAGGIOR RAPPORTO H/V RILEVATO	185
TABELLA 6.9: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP 5.1.25	185
TABELLA 6.10: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000 v18.2.0.....	185
TABELLA 6.11: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP 5.1.25	188
TABELLA 6.12: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000 v18.2.0.....	188
TABELLA 6.13: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP 5.1.25	191
TABELLA 6.14: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000 v18.2.0.....	191
TABELLA 6.15: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE OTTENUTI DALLE RILEVAZIONI TROMOGRAFICHE, POI ALLUNGATI MEDIANTE IL COEFFICIENTE 0,85 DEFINITO AL CAPITOLO 6.3.3, E QUELLI OTTENUTI DALLA MODELLAZIONE DEI DUE CORPI DELL'EDIFICIO, AB E CD	193
TABELLA 6.16: CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA IN FUNZIONE DELLA TIPOLOGIA (TABELLA NTC2008 NR. C8A.2.1)	197
TABELLA 6.17: FATTORE DI RIDUZIONE (R_2), IN FUNZIONE DEL GRADO DI DANNEGGIAMENTO.....	198
TABELLA 6.18: DIMENSIONI DEL PUNTONE EQUIVALENTE. A SINISTRA LE BIELLE UTILIZZATE IN RIFERIMENTO ALLA PARTE AB DELL'EDIFICIO, A DESTRA QUELLE DELLA PARTE CD DELL'EDIFICIO	201
TABELLA 6.19: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP	203
TABELLA 6.20: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000	203
TABELLA 6.21: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP	203
TABELLA 6.22: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000.....	203

TABELLA 6.23: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP	204
TABELLA 6.24: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000.....	204
TABELLA 6.25: DIMENSIONI DEL PUNTONE EQUIVALENTE, CONSIDERATE L'INCIDENZA DELLE APERTURE. A SINISTRA LE BIELLE UTILIZZATE IN RIFERIMENTO ALLA PARTE AB DELL'EDIFICIO, A DESTRA QUELLE DELLA PARTE CD DELL'EDIFICIO	204
TABELLA 6.26: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP	205
TABELLA 6.27: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DELL'EDIFICIO COMPLETO CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000	205
TABELLA 6.28: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP	205
TABELLA 6.29: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO AB CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000.....	205
TABELLA 6.30: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA JASP 5.1.25	205
TABELLA 6.31: VALORI RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE DEL CORPO CD CON PUNTONI EQUIVALENTI, CALCOLATA COL PROGRAMMA SAP2000.....	205
TABELLA 6.32: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE E LE MASSE PARTECIPANTI, RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE TROVATI MEDIANTE LA MODELLAZIONE ATTRAVERSO IL SOFTWARE JASP. IN AZZURRO SONO EVIDENZIATI I PERIODI DI VIBRAZIONE, IN GIALLO LE MASSE PARTECIPANTI IMPORTANTI PER OGNI MODO, INFINE, IN GRASSETTO LA MASSA PARTECIPANTE MAGGIORE PER OGNI MODO. LE COLONNE DI CONFRONTO SONO RELATIVE ALLE DIFFERENZE TRA I PERIODI E LE MASSE DEL CASO (1) CON LA SOLA STRUTTURA INTELAIA E QUELLI DEL CASO (2) E (3) CON LA STRUTTURA INTELAIA DOTATA DI BIELLE EQUIVALENTI ALLE TAMPONATURE ESTERNE. IN QUESTO CASO, LE CELLE RISULTANO COLORATE ATTRAVERSO UNA SCALA CROMATICA A SECONDA DELLA INTENSITÀ DELLA DIFFERENZA. IN ROSSO LE NEGATIVE, IN VERDE LE POSITIVE.	206
TABELLA 6.33: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE E LE MASSE PARTECIPANTI, RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE TROVATI MEDIANTE LA MODELLAZIONE ATTRAVERSO IL SOFTWARE SAP2000. IN AZZURRO SONO EVIDENZIATI I PERIODI DI VIBRAZIONE, IN GIALLO LE MASSE PARTECIPANTI IMPORTANTI PER OGNI MODO, INFINE, IN GRASSETTO LA MASSA PARTECIPANTE MAGGIORE PER OGNI MODO. LE COLONNE DI CONFRONTO SONO RELATIVE ALLE DIFFERENZE TRA I PERIODI E LE MASSE DEL CASO (1) CON LA SOLA STRUTTURA INTELAIA E QUELLI DEL CASO (2) E (3) CON LA STRUTTURA INTELAIA DOTATA DI BIELLE EQUIVALENTI ALLE TAMPONATURE ESTERNE. IN QUESTO CASO, LE CELLE RISULTANO COLORATE ATTRAVERSO UNA SCALA CROMATICA A SECONDA DELLA INTENSITÀ DELLA DIFFERENZA. IN ROSSO LE NEGATIVE, IN VERDE LE POSITIVE.....	207
TABELLA 6.34: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE E LE MASSE PARTECIPANTI, RELATIVI AI PRIMI 3 MODI DI VIBRARE TROVATI MEDIANTE LA MODELLAZIONE ATTRAVERSO IL SOFTWARE JASP E IL SOFTWARE SAP2000. IN AZZURRO SONO EVIDENZIATI I PERIODI DI VIBRAZIONE. IN QUESTO CASO, LE CELLE RISULTANO COLORATE ATTRAVERSO UNA SCALA CROMATICA A SECONDA DELLA INTENSITÀ DELLA DIFFERENZA. IN ROSSO QUANDO IL VALORE IN SAP200 È MAGGIORE, IN VERDE QUANDO IL VALORE IN JASP È MAGGIORE.	211
TABELLA 6.35: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE OTTENUTI DALLE COMUNI FORMULE PRESENTI IN LETTERATURA, DALLE RILEVAZIONI TROMOGRAFICHE, POI CORRETTI, "ALLUNGANDOLI", ATTRAVERSO IL COEFFICIENTE 0,85 DEFINITO AL CAPITOLO 6.3.3, E QUELLI OTTENUTI DALLA MODELLAZIONE DELL'INTERO EDIFICIO, CONFRONTANDO I MODELLI STUDIATI: LA SOLA STRUTTURA INTELAIA IN C.A., LA STRUTTURA A TELAIO DOTATA DI TAMPONATURE ESTERNE, E LA STRUTTURA A TELAIO DOTATA DI TAMPONATURE ESTERNE A CUI È STATA VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE. IN COLOR SENAPE SONO EVIDENZIATE LE CELLE DEI PERIODI RILEVATI NEL CORPO AB, INVECE IN AZZURRO SONO EVIDENZIATE QUELLE DEI PERIODI RILEVATI NEL CORPO CD. IN VERDE SONO EVIDENZIATE LE CELLE DEI PERIODI RICAVATI ATTRAVERSO LE PROVE E QUELLI ATTRAVERSO LA MODELLAZIONE CHE PIÙ SI AVVICINANO AL COMPORTAMENTO REALE DELLA STRUTTURA: SI TRATTA DI QUESTI VALORI CHE BISOGNEREBBE METTERE A DIRETTO CONFRONTO.	212
TABELLA 6.36: CONFRONTO TRA I PERIODI DI VIBRAZIONE OTTENUTI DALLE COMUNI FORMULE PRESENTI IN LETTERATURA, DALLE RILEVAZIONI TROMOGRAFICHE, POI CORRETTI, "ALLUNGANDOLI", ATTRAVERSO IL COEFFICIENTE 0,85 DEFINITO AL CAPITOLO 6.3.3, E QUELLI OTTENUTI DALLA MODELLAZIONE DEI DUE CORPI DELL'EDIFICIO, AB E CD, CONFRONTANDO I MODELLI STUDIATI: LA SOLA STRUTTURA INTELAIA IN C.A., LA STRUTTURA A TELAIO DOTATA DI TAMPONATURE ESTERNE, E LA STRUTTURA A TELAIO DOTATA DI TAMPONATURE ESTERNE A CUI È STATA VALUTATA L'INCIDENZA DELLE APERTURE. IN VERDE SONO EVIDENZIATE LE CELLE DEI PERIODI	

RICAVATI ATTRAVERSO LE PROVE E QUELLI ATTRAVERSO LA MODELLAZIONE CHE PIÙ SI AVVICINANO AL COMPORTAMENTO REALE DELLA STRUTTURA: SI TRATTA DI QUESTI VALORI CHE BISOGNEREBBE METTERE A DIRETTO CONFRONTO.	213
TABELLA 6.37: FREQUENZE NATURALI DI VIBRAZIONE E PICCHI DI ACCELERAZIONE DI DATI SELEZIONATI A SEGUITO DI EVENTI SISMICI O FORZANTI SPERIMENTALI, DELLA MILLIKAN LIBRARY, PASADENA (CA)	216
TABELLA 6.38: SIMULAZIONE DI EFFETTI DOVUTI AL DEGRADO E AL DANNO DEL MANUFATTO EDILIZIO SUL PERIODO PROPRIO DI VIBRAZIONE DEL PRIMO MODO DI VIBRARE: FESSURAZIONE O DISTACCO DELLE TAMPONATURE ESTERNE E PLASTICIZZAZIONE DEL TELAIO STRUTTURALE CON PERDITA DI MODULO ELASTICO	217

ABSTRACT

Le prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali, le prove di carico e le prove di caratterizzazione dinamica sono elementi fondamentali alla base del collaudo strutturale di un manufatto edilizio. Risulta indispensabile, di conseguenza, conoscere a fondo i concetti sulle quali si basano, i campi di applicazione e le normative di riferimento, oltre che i dati che forniscono e la loro affidabilità.

Le prove ordinarie di caratterizzazione meccanica del calcestruzzo armato sono atte a determinare la resistenza caratteristica del materiale e si distinguono in prove distruttive, che forniscono un risultato su base statistica, quindi più affidabile, e prove non distruttive, che forniscono, invece, una stima del parametro indagato, la cui efficacia si basa sulle modalità con cui i risultati vengono elaborati.

Le prove di carico appartengono alla categoria delle prove in-situ non distruttive e vengono effettuate su elementi strutturali, con lo scopo di verificarne sperimentalmente il comportamento sotto le azioni di esercizio.

Le prove di caratterizzazione dinamica, infine, hanno assunto una crescente importanza sia a causa della maggiore sensibilità sociale a fronte dei fenomeni vibratori che producono danni agli edifici e all'uomo, sia come strumento di indagine sperimentale atto a conoscere il comportamento strutturale di un edificio. Lo scopo della caratterizzazione dinamica di un edificio è di individuare sperimentalmente le frequenze libere di vibrazione, le forme modali e gli smorzamenti in condizione libera, parametri che, oltretutto, se monitorati, permettono una verifica delle condizioni generali dell'opera a seguito di un evento sismico.

In questa trattazione sono state indagate nel dettaglio le più comuni tipologie di prova studiando, in particolare, i modelli a cui le normative fanno riferimento per l'elaborazione dei risultati e le conseguenze che queste semplificazioni hanno sui risultati così conseguiti, la confrontabilità dei risultati ottenuti sperimentalmente con quelli ottenuti per via teorica o attraverso la modellazione con software dedicati, indagando, infine, quali siano le cause principali di una eventuale discrepanza tra i risultati.

ABSTRACT

Mechanical characterization tests, static load tests and dynamic characterization tests are fundamental elements for structural testing. It's essential, therefore, to deeply understand the concepts they are based on, their application fields and the standards they refer to, as well as the reliability of the data they provide.

The most common mechanical characterization tests for reinforced concrete are used to define the mechanical strength of the material, and they are distinguished in two different types: destructive testing, with results based on a more reliable statistical distribution, and non-destructive testing, with results based on a less reliable estimation of the investigated parameter. The effectiveness of the non-destructive methods depends on the ways in which the results are processed.

The load tests belong to the category of the in-situ non-destructive tests and are carried out on structural elements, in order to experimentally verify the behaviour under the operating actions.

The dynamic characterization tests have become more important both because of greater social sensitivity for the vibratory phenomena that produce damage to buildings and man, and as an experimental survey instrument to know the structural behaviour of buildings. The purpose of the dynamic characterization of buildings is to experimentally identify the natural vibration frequencies, the mode shapes and the damping in the free condition. These parameters, if monitored, allow a verification of the general conditions of the building after a seismic event.

In this survey, the most common tests' types have been studied, focusing: the models to which the standards refer in order to process data and the consequences that these simplifications have on the results thus obtained; the comparability of experimentally obtained results and theoretical results, with those obtained by structural modelling software. Finally, the main causes of a possible discrepancy between the results have been investigated.

1 INTRODUZIONE

Al fine del mantenimento degli standard di qualità espressi in fase progettuale, durante il processo realizzativo vengono effettuati i collaudi. Con il termine collaudo si intende il controllo dei requisiti tecnologici ed economici di manufatti o materiali in rapporto ad una tabella di caratteristica singolarmente o universalmente prestabilita. Chiarito dunque che la finalità del collaudo è la valutazione oggettiva della rispondenza di quanto eseguito o fornito alle attese del Committente formalizzate nel progetto, nelle sue varianti e nell'offerta tecnica ed economica dell'Appaltatore, molteplici sono gli ambiti nei quali detto controllo può o deve aver luogo. La procedura di collaudo è sempre effettuata in contraddittorio almeno tra Appaltatore e Collaudatore, eseguita a garanzia e tutela del Committente. In generale occorre distinguere tra collaudi intermedi e collaudi finali, tra collaudo tecnico e collaudo amministrativo, tra collaudo di consistenza e collaudo funzionale, tra collaudo parziale e collaudo totale.

La trattazione seguente si focalizza su una tipologia di collaudo fondamentale: il collaudo strutturale.

Si riferisce al controllo della struttura portante con particolare attenzione agli elementi costruttivi di maggiore rilevanza dal punto di vista fisico-meccanico e da una verifica della struttura portante nel suo comportamento di insieme. In relazione alla tipologia dell'opera e alla propria esperienza, il collaudatore può inserire nella procedura di collaudo ogni mezzo di indagine, anche distruttiva, che egli ritenga idoneo a provare la collaudabilità dell'opera e deve esprimersi sulla validità delle prove fatte eseguire eventualmente dalla Direzione Lavori. La nomina del collaudatore strutturale deve essere fatta entro l'inizio dei lavori, poiché egli deve verificare parti che il proseguo del cantiere nasconderà, e deve riferirsi a tecnici che attestino di essere iscritti al proprio Ordine professionale da almeno 10 anni.

È bene ricordare che, nell'assetto normativo che disciplina le opere strutturali, la previsione del "collaudo statico" è di fondamentale importanza, e sostanzialmente rappresenta un elemento di valorizzazione della professione dello strutturista: in un periodo come quello attuale, dove sempre più doveri e responsabilità vengono fatti confluire in capo ai professionisti, la possibilità di trovare nelle operazioni di collaudo un favorevole deterrente per evitare la cattiva realizzazione delle opere e per valorizzare al contempo il lavoro del professionista, dovrebbe essere da tutti pienamente apprezzata. E il fatto che le norme impongono le procedure di collaudo in modo cogente, dovrebbe costituire un grande vantaggio per tutti i professionisti interessati; viceversa, spesso gli stessi professionisti tendono a relegare le procedure di collaudo al rango di assolvimento di obblighi formali e burocratici.

Questa trattazione vuole indagare, in particolare, alcuni aspetti fondamentali del collaudo strutturale di un edificio in calcestruzzo armato e, pertanto, focalizza l'attenzione su una serie di prove sperimentali che sono atte a definire il comportamento strutturale di un manufatto, a partire dai materiali con cui è stato realizzato, fino al comportamento globale dell'opera.

Per poter effettuare uno studio approfondito di dette prove, ci si è basati sulla loro realizzazione diretta su un edificio in costruzione a Milano, in Via Alberto Mario, di cui, tutte le caratteristiche fondamentali e di rilevanza per la realizzazione e la comprensione delle prove sono riportate nel capitolo 3 di questo elaborato.

Le prove fondamentali su cui è stata condotta un'indagine approfondita sono le seguenti, ognuna con particolare riferimento ad un capitolo dell'elaborato:

- Prove ordinarie di caratterizzazione meccanica dei materiali su edifici di nuova costruzione, con particolare riferimento al calcestruzzo ed alle relative armature, distinte in:
 - Prove di compressione su provini in calcestruzzo;

- Prove di trazione delle barre d'acciaio;
- Prove per la misura sclerometrica;
- Prove per la misura ultrasonica;
- Metodo combinato SonReb.

Ogni tipologia di prova sarà corredata da opportuna documentazione relativa alla sua definizione e analisi approfondita, alle sue modalità operative di esecuzione e alla normativa di riferimento. Inoltre, verranno presentati e analizzati in dettaglio i risultati ottenuti dall'esecuzione delle stesse, fornendo una serie di considerazioni inerenti alla loro affidabilità e una serie di riflessioni in merito alla loro conformità e ai presupposti e concetti su cui sono basate.

L'analisi condotta in riferimento a queste tipologie di prova è presentata al capitolo 4 di questo elaborato.

- Prove di carico su un edificio in calcestruzzo armato, con particolare riferimento alle prove con carichi concentrati a spinta su solai orizzontali. Anche in questo caso la tipologia di prova sarà corredata da opportuna documentazione relativa alla sua definizione e analisi approfondita, alle sue modalità operative di esecuzione e alla normativa di riferimento.

L'attenzione è rivolta all'affinità tra i risultati teorici e sperimentali, con particolare riferimento all'importanza dell'esecuzione di una buona modellazione per ottenere risultati confrontabili, utilizzando software per il calcolo strutturale, come SAP2000, indagando sia i casi più semplici che altri più complessi.

L'analisi condotta in riferimento a questa tipologia di prova è presentata al capitolo 5 di questo elaborato.

- Prove di caratterizzazione dinamica di un edificio in calcestruzzo armato, con particolare riferimento alle prove di sismica passiva. Anche in questo caso la tipologia di prova sarà corredata da opportuna documentazione relativa alla sua definizione e analisi approfondita, alle sue modalità operative di esecuzione e alla normativa di riferimento.

L'analisi è stata condotta confrontando i risultati ottenuti sperimentalmente con quelli ottenuti attraverso una modellazione completa del manufatto in esame, formulando una serie di considerazioni sulla affidabilità dei risultati di prova e dei risultati della modellazione e sulla loro confrontabilità. Sono stati valutati, infine, l'importanza e i campi di applicazione fondamentali di questa tipologia di prova, sottolineando l'importanza di eseguire in parallelo una corretta ed aggiornata modellazione del manufatto indagato.

L'analisi condotta in riferimento a questa tipologia di prova è presentata al capitolo 6 di questo elaborato.

2 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI

La stesura della tesi di laurea è stata effettuata nel rispetto delle seguenti normative:

- Legge 05.11.1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- UNI EN 1998-1:2007/EC8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
- UNI EN 1992-1-1:2005/EC2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- D.M. 14.01.2008: "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 02.02.2009 n° 617: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 14.01.2008".
- UNI EN 206-1:2006: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2004: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- UNI EN 12390-1:2002 (2012): "Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme".
- UNI EN 12390-2:2002 (2009): "Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza".
- UNI EN 12390-3:2003 (2009): "Resistenza alla compressione dei provini".
- UNI EN 12390-4:2002: "Resistenza alla compressione – Specifiche per macchine di prova".
- UNI EN 12390-7:2002 (2009): "Massa volumica del calcestruzzo indurito".
- UNI ENV 13670-1:2001: "Esecuzione di strutture di calcestruzzo".
- DPR n. 380/2001, Art. 59: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia".
- UNI EN 12504-1:2002: "Carote - Prelievo, esame e prova di compressione".
- UNI EN 12504-2:2001: "Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico".
- UNI EN 12504-3:2005: "Determinazione della forza di estrazione".
- UNI EN 12504-4:2005: "Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici".
- UNI EN ISO 9001:2000: "Sistemi di gestione per la qualità".
- UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006: Requisiti per gli organismi che forniscono audit e certificazione di sistemi di gestione.
- DM 9/5/2003 n. 156: "Criteri e modalità per il rilascio dell'abilitazione degli organismi di certificazione, ispezione e prova nel settore dei prodotti da costruzione".
- EN 13791:2007: "Assessment of in-situ compressive strength in structures and pre-cast concrete components".
- UNI EN 15630-1:2010: "Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso – Metodi di prova – Parte 1: Barre, rotoli e fili per calcestruzzo armato".
- BS 1881-204:1988: "Testing concrete. Recommendations on use of electromagnetic covermeters".
- DIN 1045-1:2008: "Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – design and construction".
- CP 110-1:1972: "Code of practice for the structural use of concrete. Design, materials and workmanship".
- ASTM C803/C803M – 17: "Standard test method for penetration resistance of hardened concrete".
- BS 1881-207:1992: "Testing concrete. Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests".
- O.P.C.M. n. 3274:2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

- ATC3-06: "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings" (ATC, 1978).
- NEHRP-94: "Tentative National Earthquake Hazards Reduction Program".
- Circ.M.LL.PP. del 10/04/1997 n.65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16.01.1996".

3 STATO DELL'ARTE

L'esecuzione reale delle fondamentali tra le differenti tipologie di prove, proposte nella normativa e nella letteratura, e la relativa analisi è il fulcro dello sviluppo di questo studio; esse verranno svolte nell'ambito di un unico edificio di cui di seguito vengono elencate le caratteristiche strutturali fondamentali e cruciali per la definizione della parte successiva dell'elaborato.

3.1 Descrizione edificio

La presente introduzione concerne le opere strutturali di un complesso residenziale costituito da 4 corpi contigui disposti ad "L" all'incrocio delle Vie Mosè Bianchi e Alberto Mario in Milano. Gli edifici si elevano per 7 piani, ad eccezione del corpo d'angolo che raggiunge 8 piani, da una soletta in c.a. di piano terra, al di sotto della quale sono previsti due livelli interrati adibiti a box e cantine oltre che a locali tecnici. A livello del piano terra, all'interno della proprietà è previsto un giardino condominiale.

Si riporta di seguito uno schema essenziale degli edifici fuori terra:

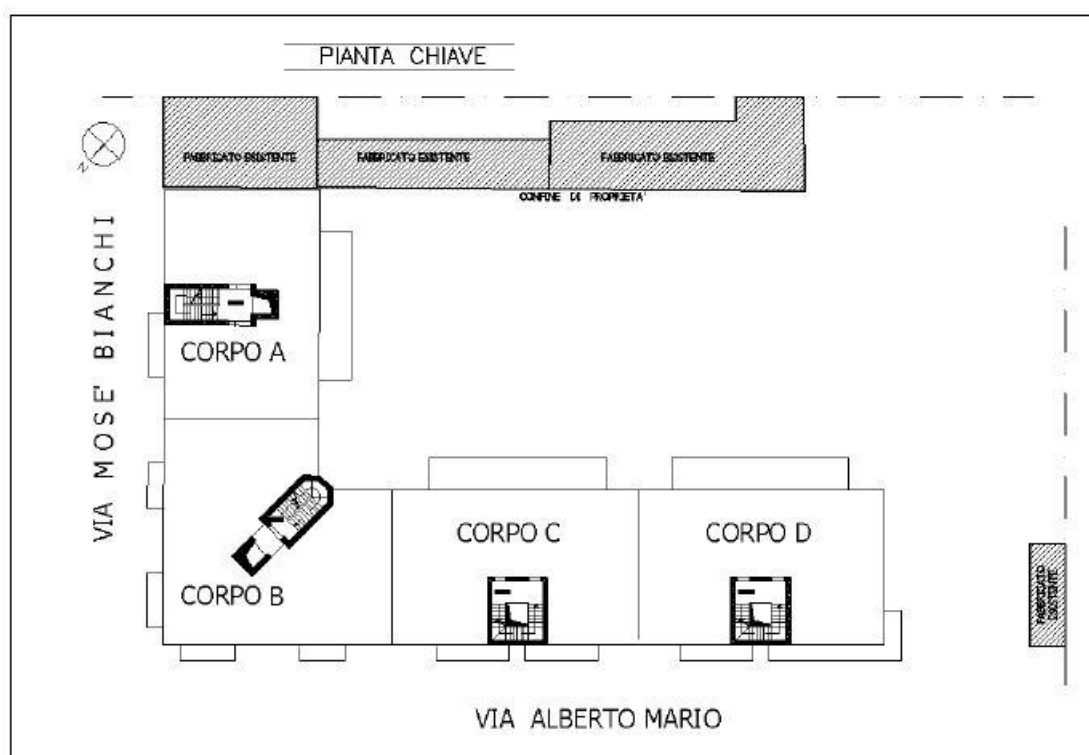


Figura 3.1: Pianta chiave della disposizione dei corpi edificati

Strutturalmente è previsto un giunto sismico per i piani fuori terra tra i corpi "B" e "C". L'intero progetto si sviluppa su di un'area di circa 2452 m² sfruttata interamente per i volumi interrati: l'edificio fuori terra lungo Via Mosè Bianchi, costituito dai corpi "A" e "B", si sviluppa per un'area di 556 m² per un'altezza massima di 26 m, mentre quello lungo Via Alberto Mario, costituito dai corpi "C" e "D" si sviluppa per un'area di 520 m² per un'altezza massima di 22,80 m.

Al fine di eseguire lo scavo per la realizzazione dei livelli interrati sono state eseguite delle opere di sostegno lungo il confine della proprietà costituite da diaframmi in c.a. gettati entro scavi sostenuti da fanghi bentonitici a sbalzo o ancorati con tiranti 6 di 436 provvisori e da una berlinese di micropali contrastata mediante diaframmi in c.a. e travi in acciaio.

In fase definitiva i diaframmi saranno contrastati dai solai dei piani interrati e dalla platea di fondazione del nuovo edificio, o da puntoni ad essi collegati, mentre in corrispondenza della berlinese si realizzerà un contromuro in c.a. atto a sostenere tutte le spinte.

L'impianto fondazionale comune all'intero complesso residenziale sarà costituito da una platea in c.a. avente spessore pari a 100 cm per la parte al di sotto delle elevazioni e di spessore 70 cm per la parte al di sotto dei giardini condominiali.

I due corpi fuori terra separati da giunto sismico possono essere classificati sismicamente come strutture a pareti in quanto le azioni orizzontali sono affidate alla resistenza offerta dai setti in c.a. costituenti i nuclei scale-ascensore; i pilastri, in c.a. gettato in opera, saranno soggetti solo a carichi verticali.

I muri scale-ascensori, che si elevano dalla fondazione fino alle rispettive quote di copertura dei due corpi di fabbrica, sono realizzati in c.a. gettato in opera con setti di spessore 30/35 cm come ben identificabile dagli elaborati grafici progettuali.

Gli orizzontamenti di piano primo interrato e piano terra sono realizzati in c.a. gettato in opera di spessori rispettivamente pari a 25 cm e 65/30 cm. Per i livelli fuori terra sono previsti parti di solaio in c.a. pieno di spessore 26 cm e parti in latero cemento con travi in c.a. gettate in opera.

Si riportano di seguito la carpenteria della fondazione, del livello primo interrato, del piano terra, dei piani tipo fuori terra, e le sezioni tipologiche dell'intera opera (allegati A.1-A.14).

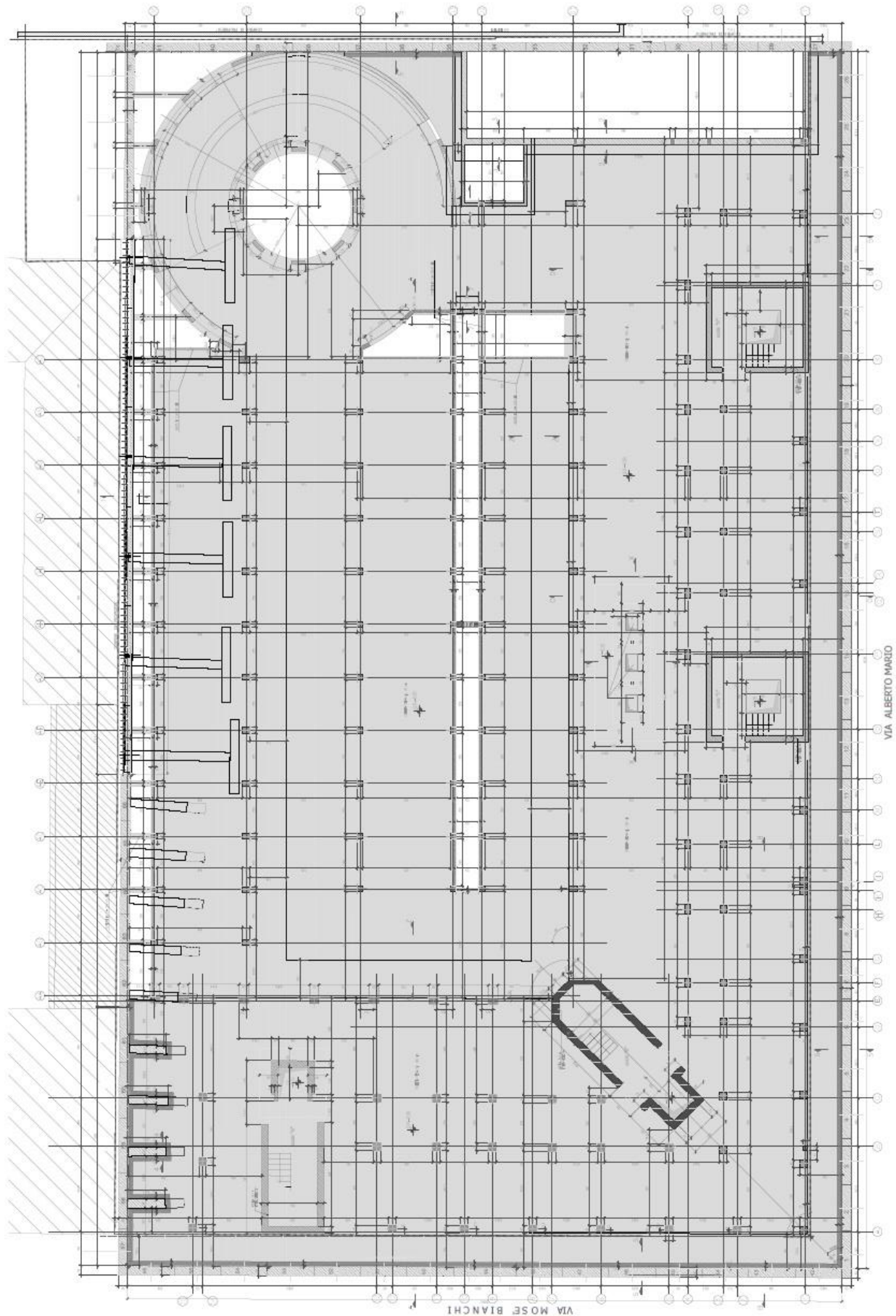


Figura 3.2: Pianta fondazioni

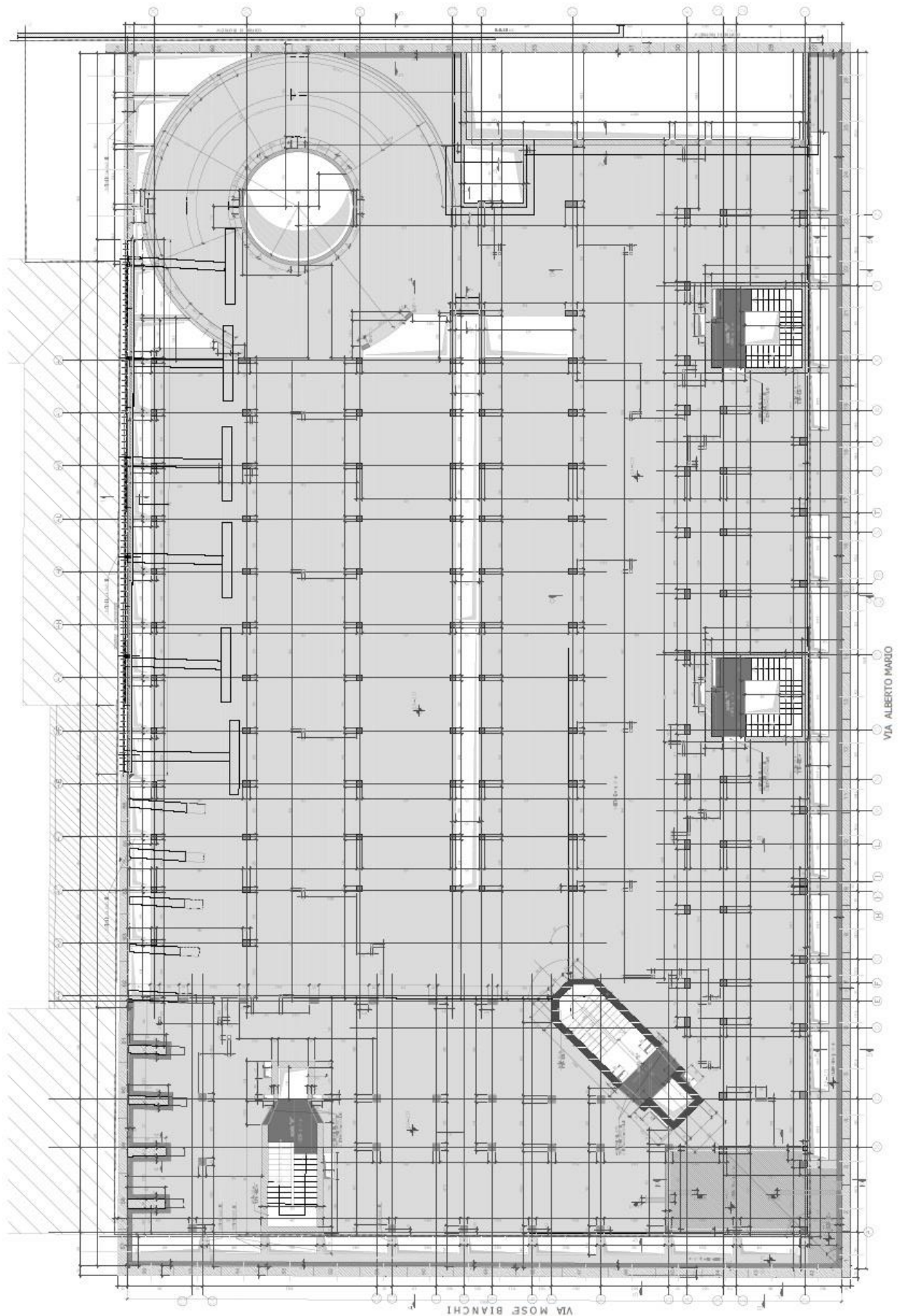


Figura 3.3: Pianta primo interrato

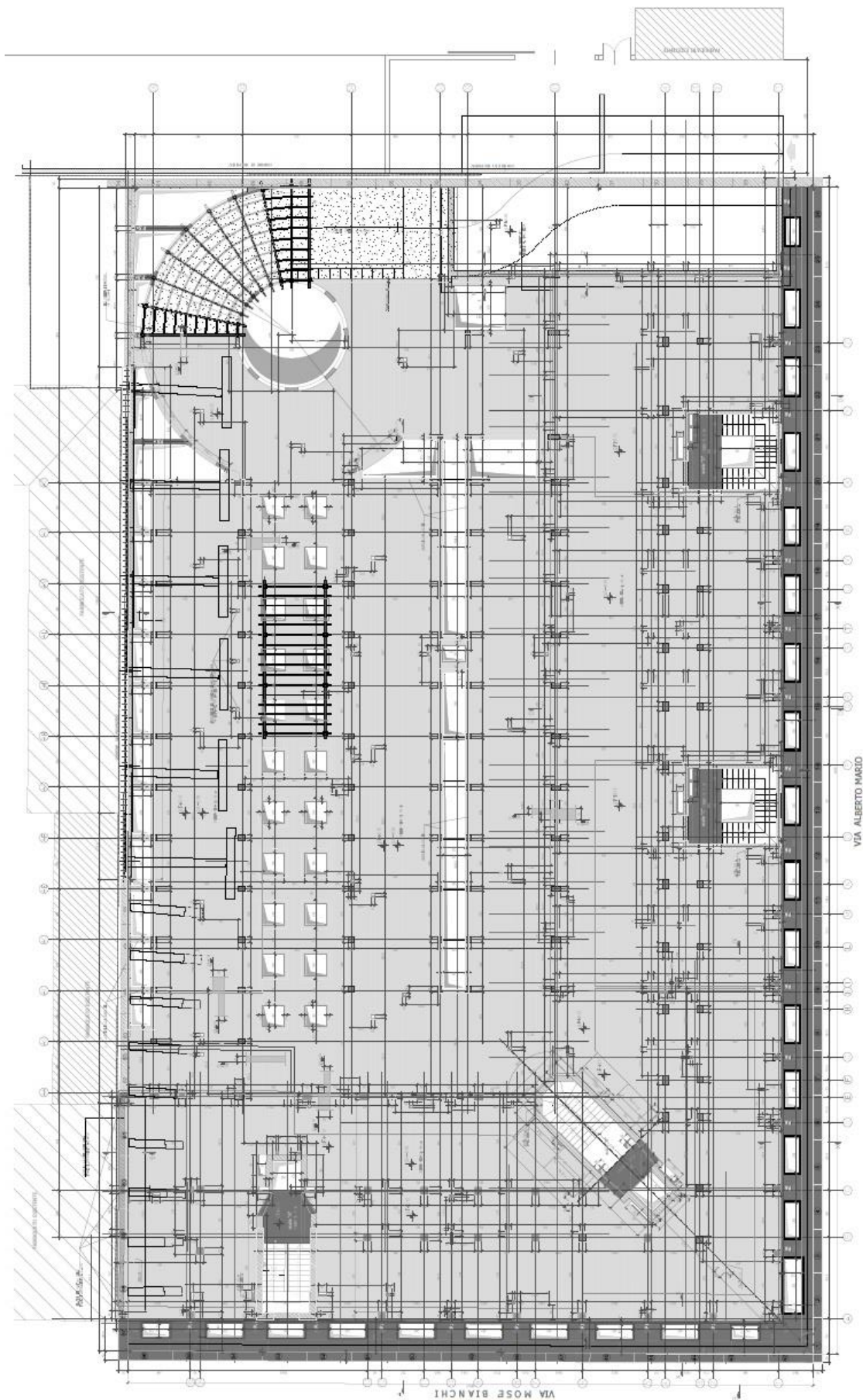


Figura 3.4: Pianta piano terra

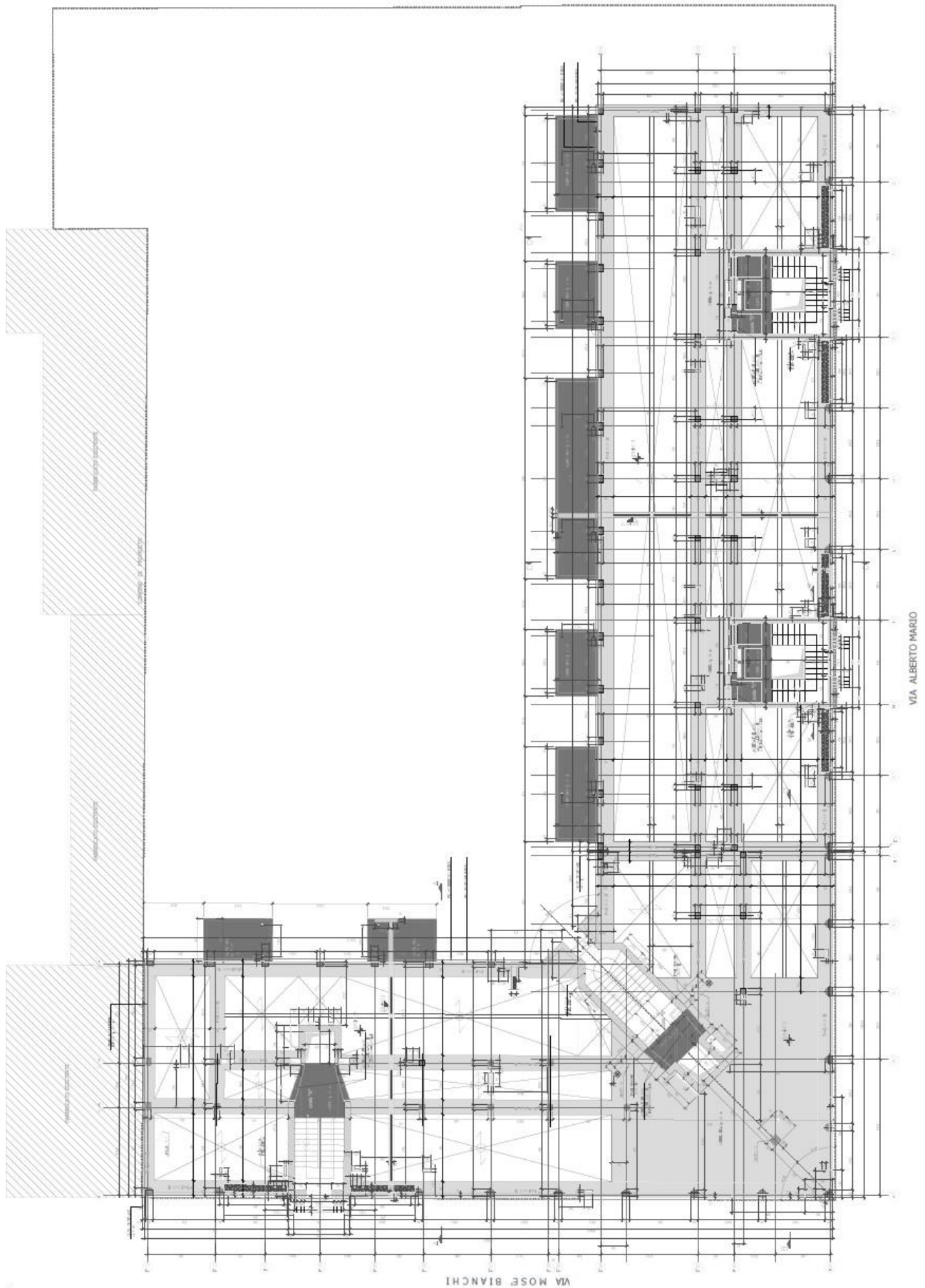


Figura 3.5: Pianta primo piano

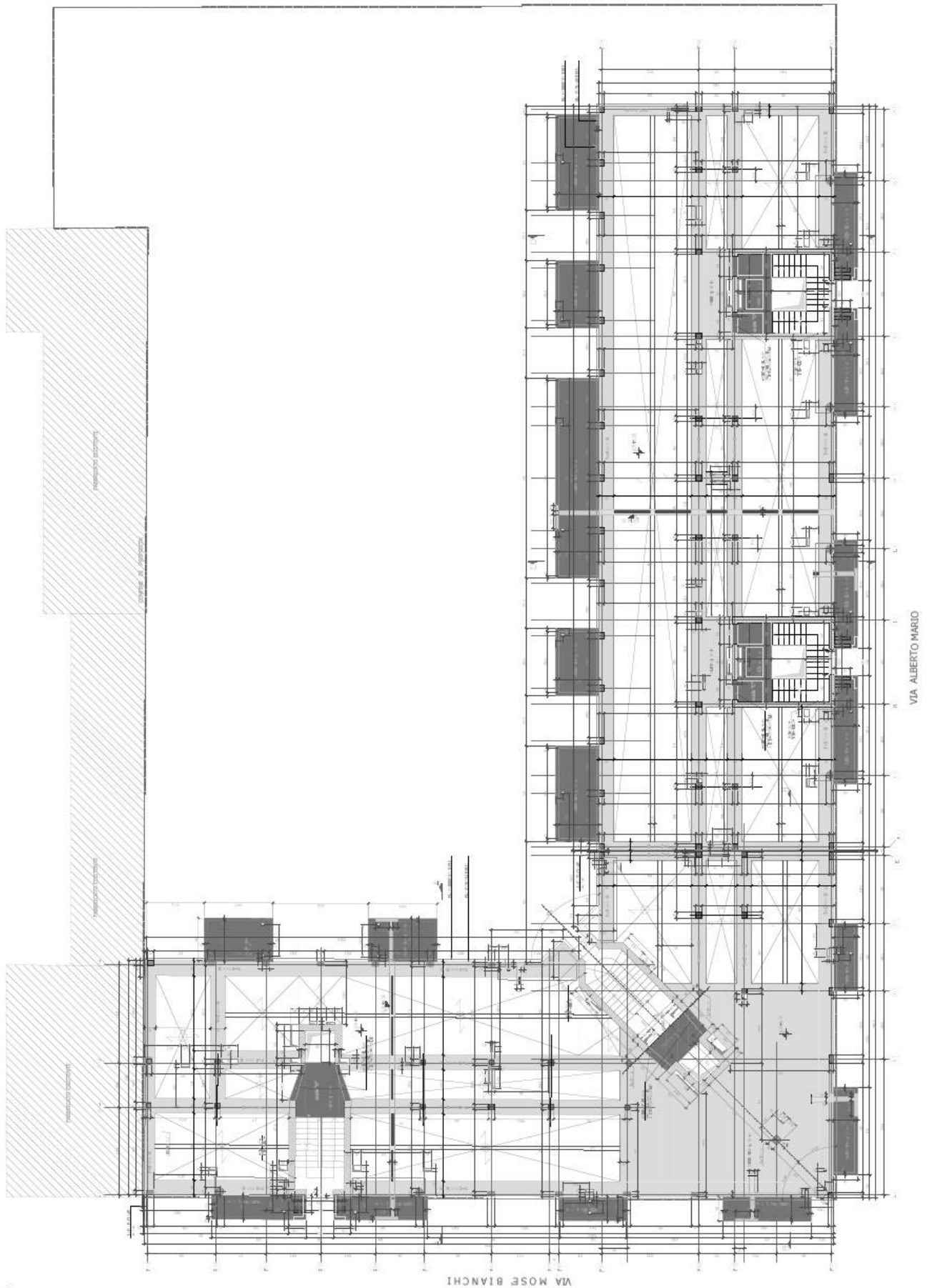


Figura 3.6: Pianta secondo piano

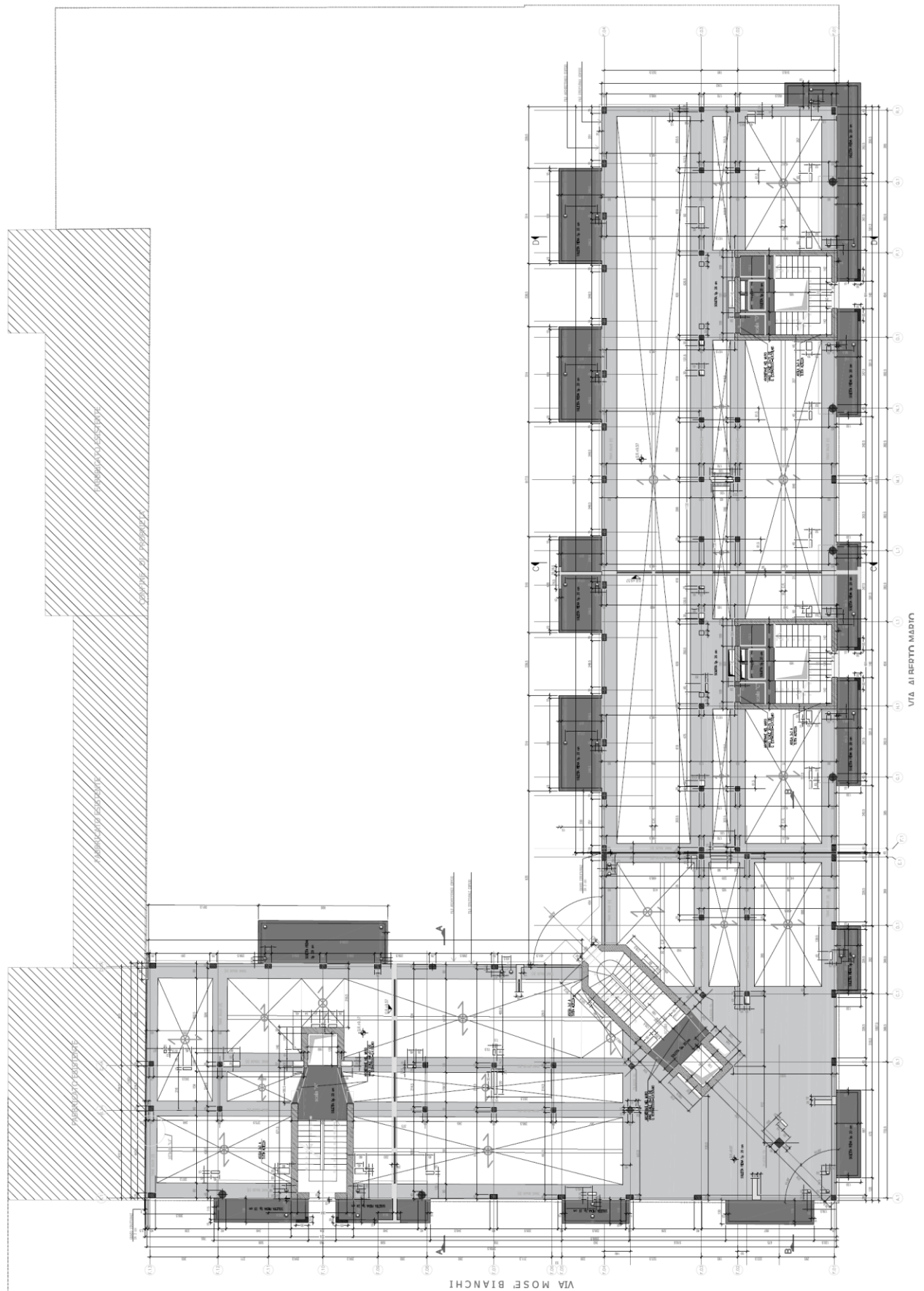


Figura 3.7: Pianta terzo piano

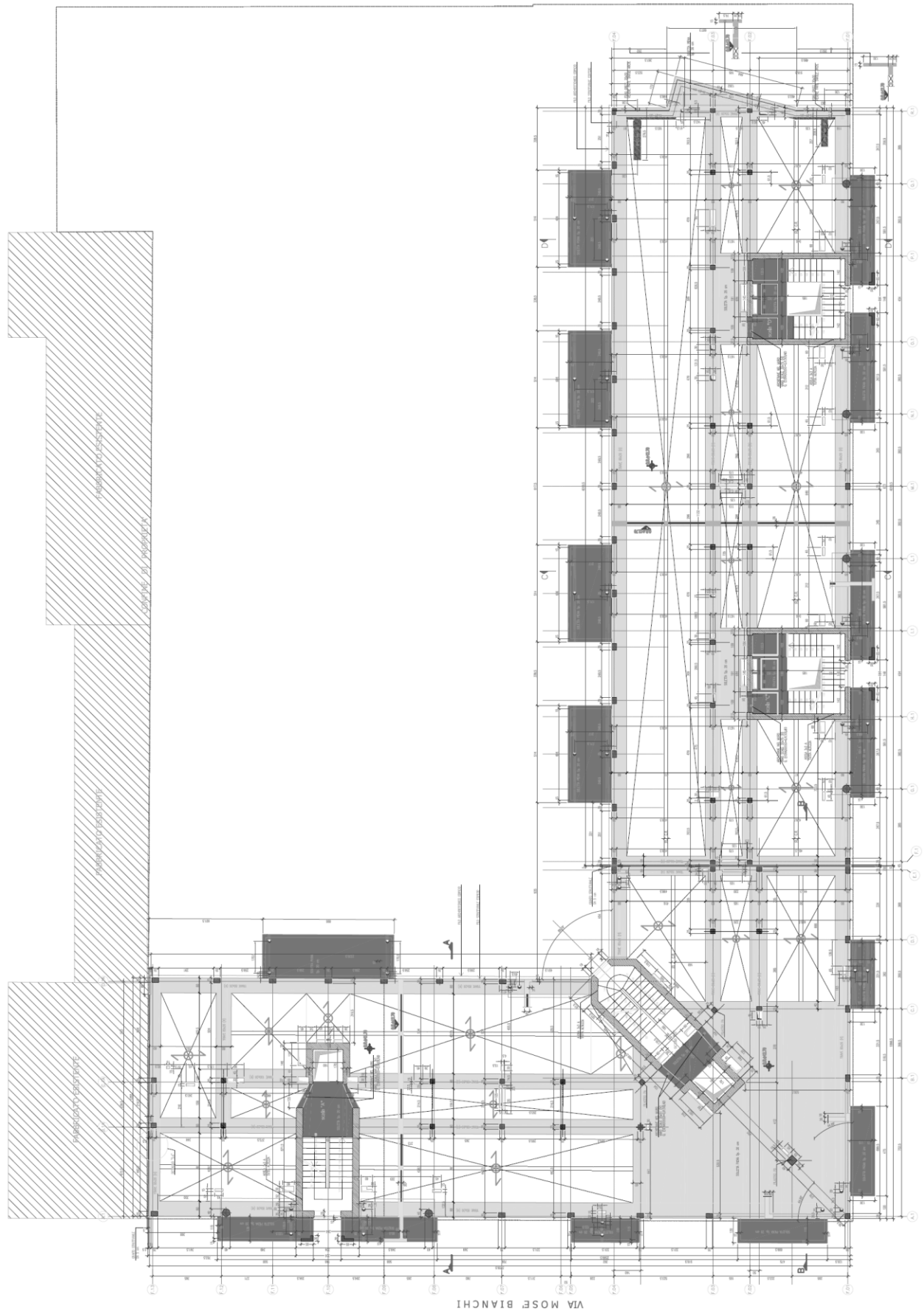


Figura 3.8: Pianta quarto piano

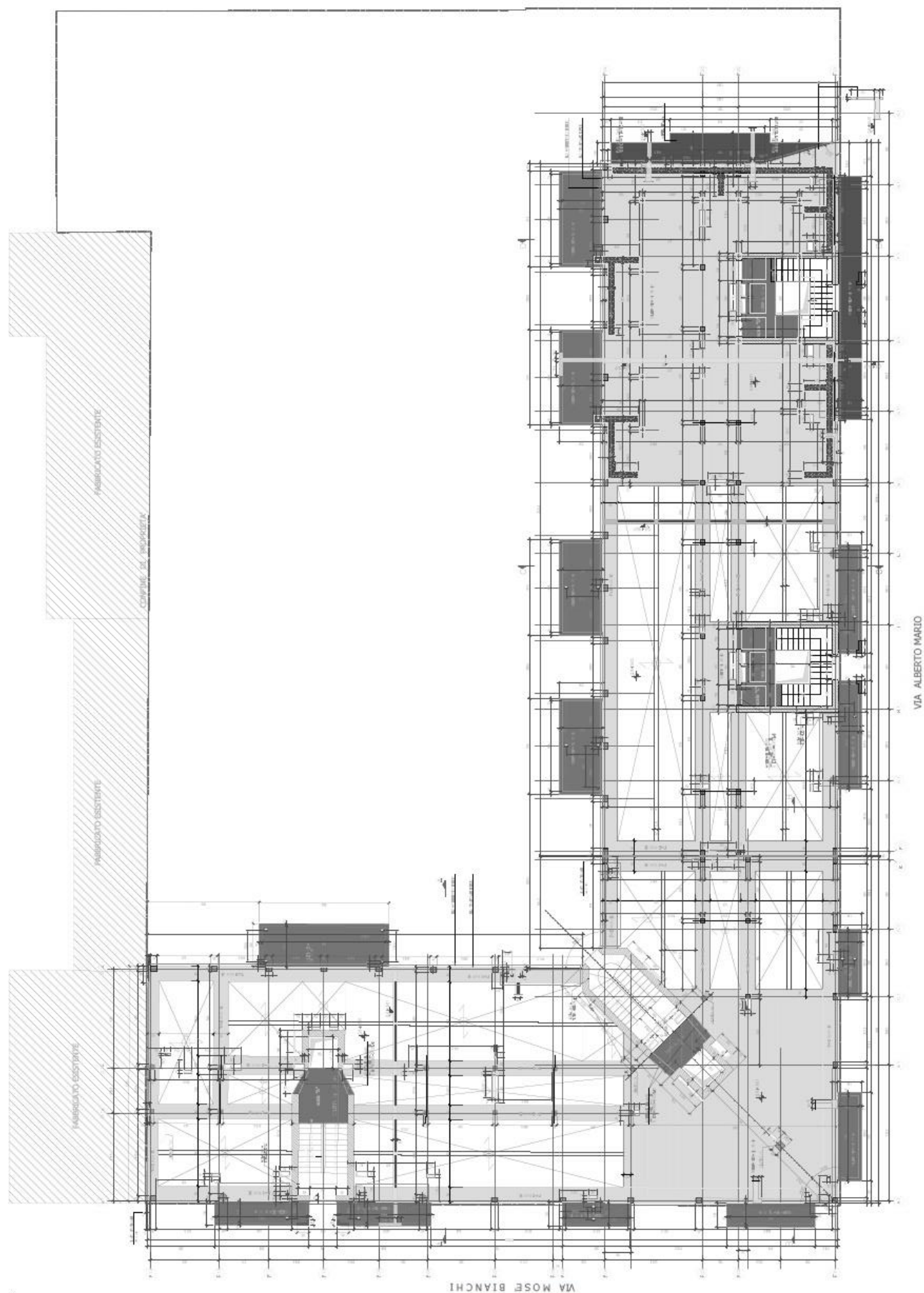


Figura 3.9: Pianta quinto piano

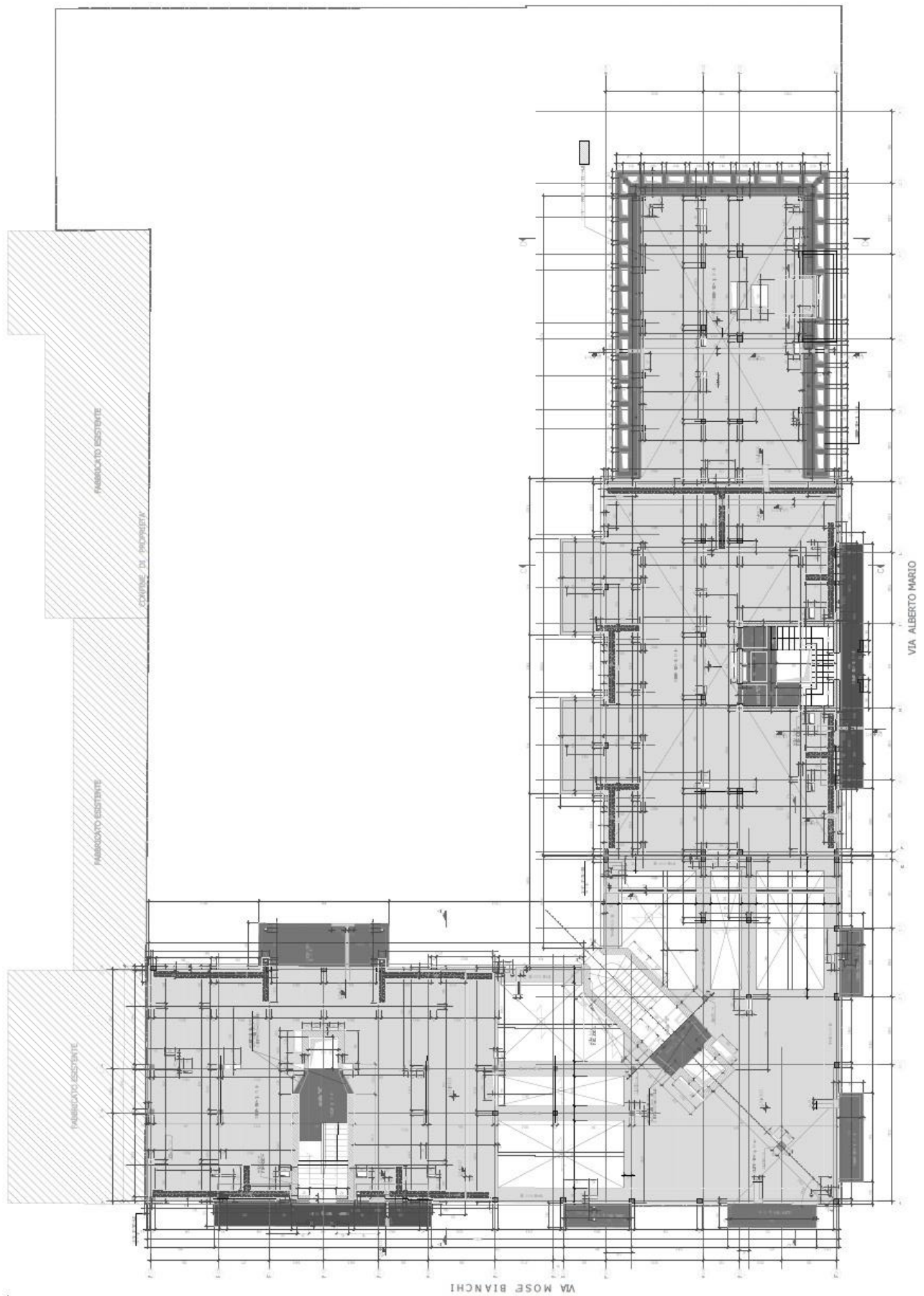


Figura 3.10: Pianta sesto piano

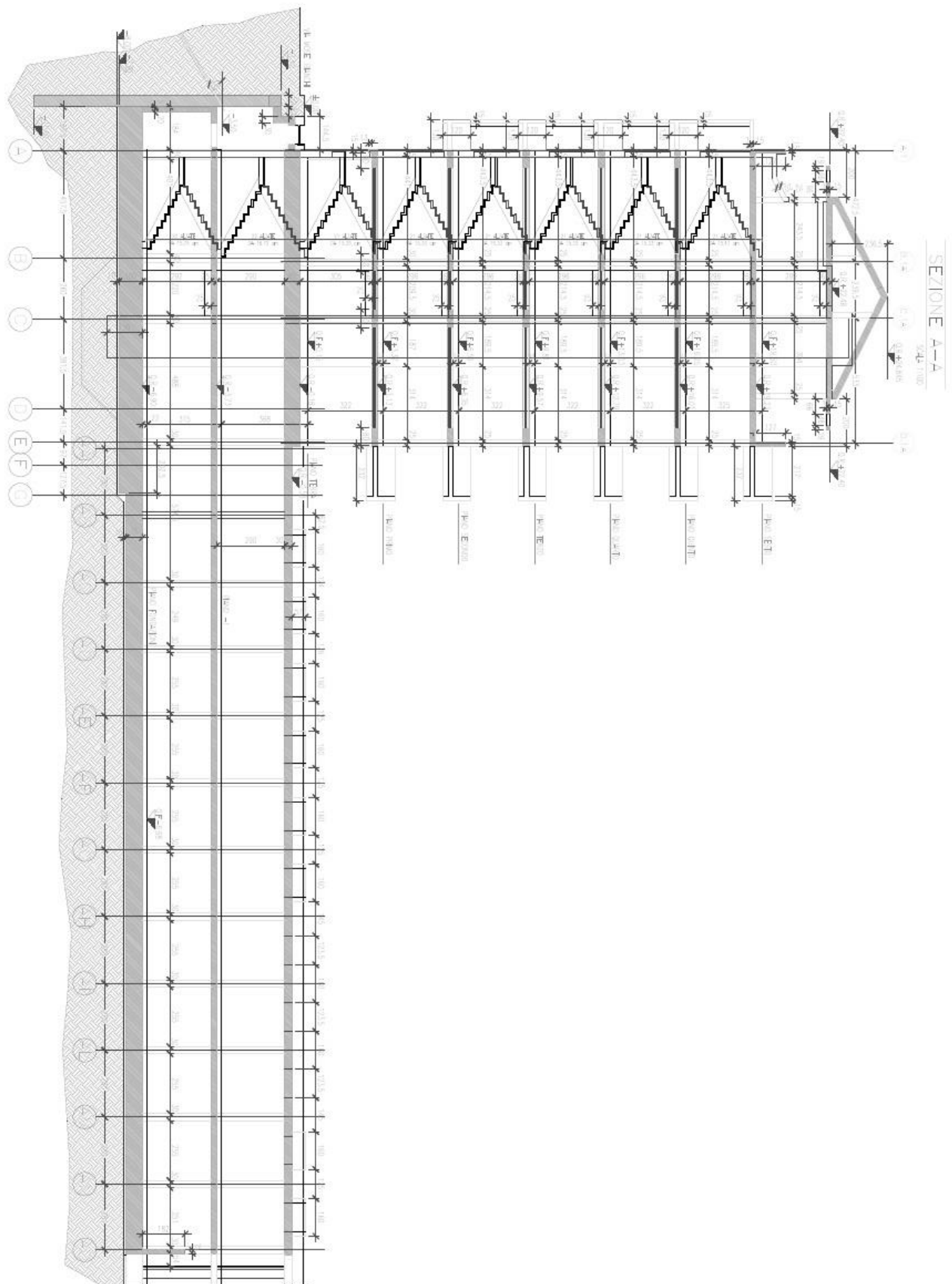


Figura 3.11: Sezione A-A

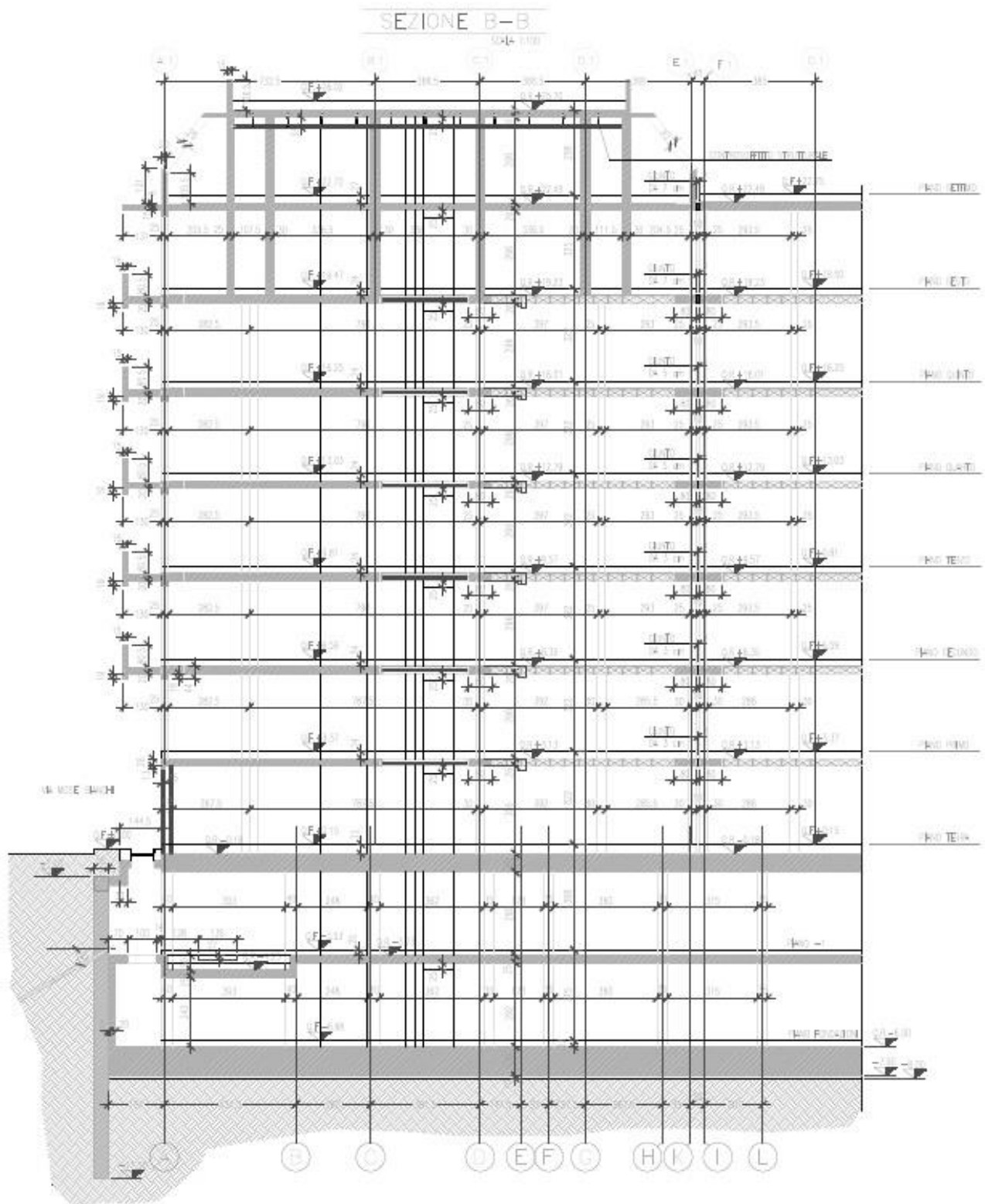


Figura 3.12: Sezione B-B

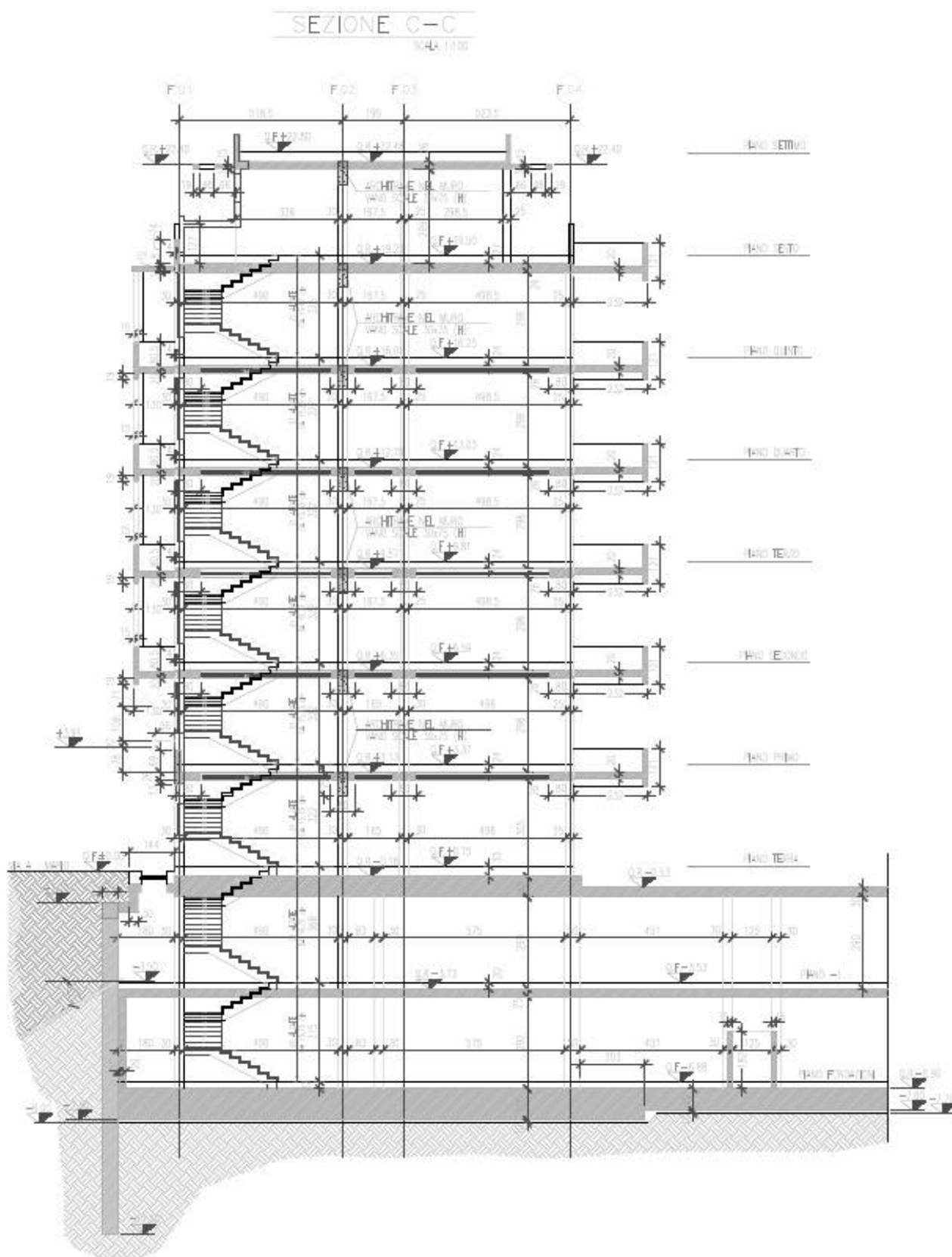


Figura 3.13: Sezione C-C

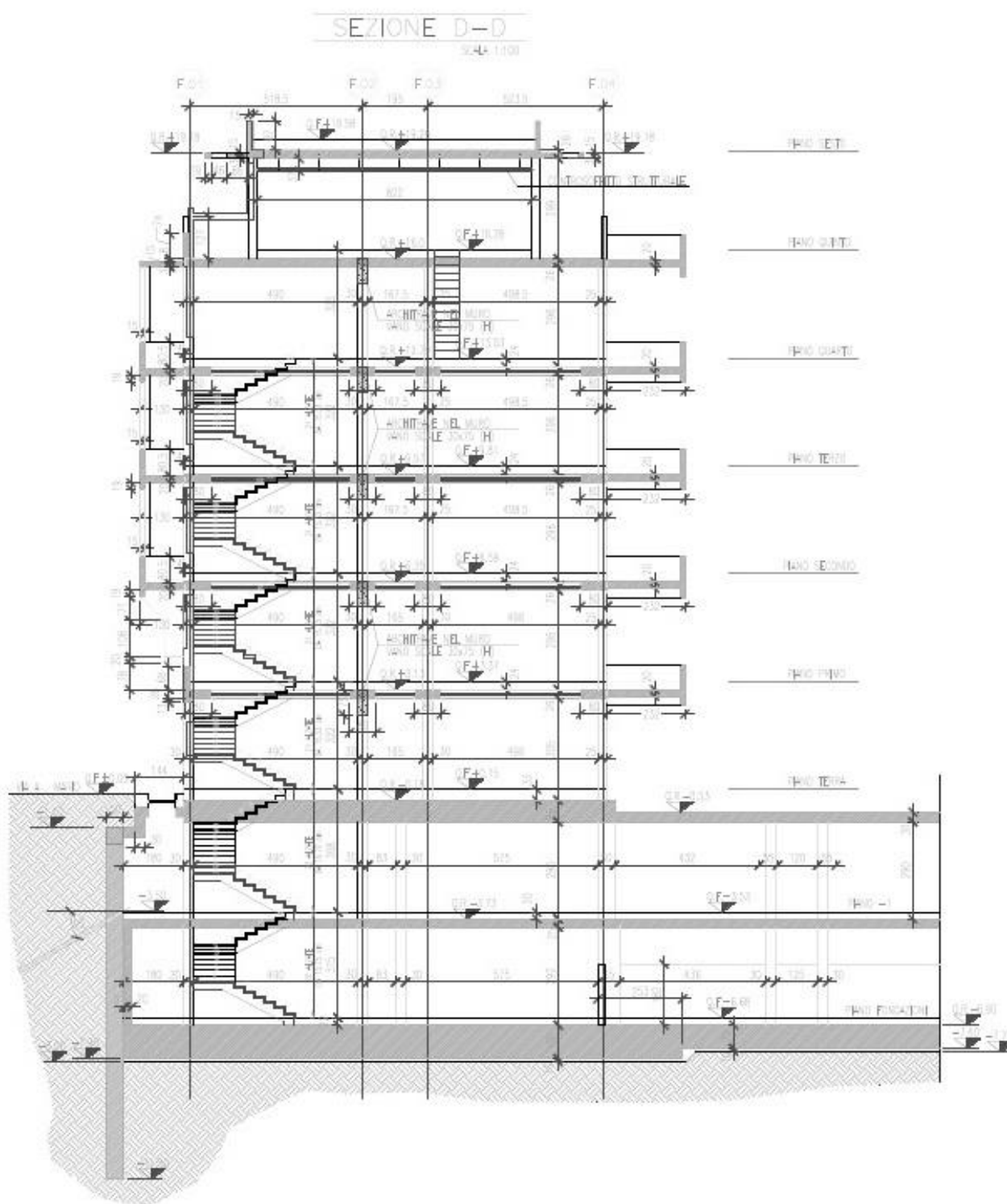


Figura 3.14: Sezione D-D

3.2 Materiali

Si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

Tabella 3.1: Calcestruzzi impiegati

Tipologia di calcestruzzi	Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cubica R_{ck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} [N/mm ²]
<i>Calcestruzzo per diaframmi e travi di coronamento</i>	C25/30	≥ 30	$\geq 24,9$	$\geq 1,82$
<i>Calcestruzzo per strutture in c.a.</i>	C28/35	≥ 35	$\geq 29,05$	$\geq 1,98$

Tabella 3.2: Acciai per armature utilizzati

Tipologia acciaio	Tipologia	Tensione caratteristica di rottura f_{tk} [N/mm ²]	Tensione caratteristica di snervamento F_{yk} [N/mm ²]	Tensione di snervamento di progetto $F_{yd} = f_{yk} / 1,15$ [N/mm ²]
<i>Acciaio per armature B450C</i>	B450C	≥ 540	≥ 450	≥ 391
<i>Acciaio armonico in trefoli stabilizzati</i>	Trefolo 7 fili 0,6"	≥ 1860	≥ 1670 (1% di def. totale)	-
<i>Acciaio per tubolari di armatura dei micropali</i>	S355	≥ 510	≥ 355	-
<i>Acciaio per travi di contrasto berlinese</i>	S275	≥ 430	≥ 275	-

Miscela per bulbi di ancoraggio dei tiranti

Confezionata con cemento $R = 32,5 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza media a compressione: $R_m \geq 30 \text{ N/mm}^2$
 Rapporto acqua/cemento: $A/C \leq 0,5$
 Additivo fluidificante con effetto antiritiro.

3.3 Analisi dei carichi

Vengono ora analizzati e riportati in tabella i pesi propri delle strutture e i sovraccarichi permanenti e variabili di progetto.

Tabella 3.3: Analisi dei carichi delle strutture

ELEMENTO	Peso proprio [kN/m²]	Sovraccarichi permanenti [kN/m²]	Sovraccarichi variabili [kN/m²]
<i>Soletta in c.a. piano 1° interrato</i>	6,25 (H = 25 cm)	6,20	2,50 (cat. F)
<i>Soletta in c.a. piano terra zona edifici</i>	16,25 (H = 65 cm)	4,10	4,00 (cat. C2)
<i>Soletta in c.a. piano terra zona giardini</i>	7,50 (H = 30 cm)	14,00	4,00 (cat. C2)
<i>Solai in c.a. piani fuori terra abitazioni</i>	6,50 (H = 26 cm)	4,10	2,00 (cat. A)
<i>Solai in laterocemento piani fuori terra abitazioni</i>	3,65 (H = 26 cm)	4,10	2,00 (cat. A)
<i>Solai in c.a. piani fuori terra terrazzi</i>	6,50 (H = 26 cm)	6,30	2,00 (cat. A)
<i>Balconi in c.a.</i>	5,00 (H = 20 cm)	2,00	4,00 (cat. C2)
<i>Copertura in c.a. a falde</i>	6,50 (H= 26 cm)	2,00	1,20 (neve)
<i>Solai in c.a. sbarco scale</i>	5,00 (H = 20 cm)	4,10	4,00 (cat. C2)
<i>Rampa scale in c.a.</i>	6,50	2,50	4,00 (cat. C2)
<i>Tamponamenti esterni</i>			
Sovraccarichi permanenti [kN/m]		10,00	
<i>Parapetti terrazzi</i>			
Sovraccarichi permanenti [kN/m]		5,00	
<i>Parapetti balconi / scale - ballatoi</i>			
Spinta orizzontale Hk su corrimano a quota 1,2 m [kN/m]		2,00 (cat. C2)	

3.3.1 Carico da vento

Per il calcolo del carico del vento è stata utilizzata la seguente formula:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.1]$$

In cui:

- q_{ref} : pressione cinetica di riferimento
- c_e : coefficiente d'esposizione
- c_p : coefficiente di forma
- c_d : coefficiente dinamico pari a 1,00

- $v_{ref} = 25 \text{ m/s}$

Si considera una rugosità del terreno (classe A), terra oltre i 30 km e $h < 500 \text{ m}$.

Per un'altezza da terra fino a 12 metri si ottiene quindi:

$$p = 0,5787 \text{ kN/m}^2$$

Per un'altezza da terra massima della costruzione di circa 27 metri si ottiene invece:

$$p = 0,8052 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Carico da neve

Per la zona di Milano sono stati utilizzati i seguenti parametri di calcolo:

- Zona I
- Altezza del sito effettivo di costruzione 122 m s.l.m.
- Coefficiente di forma pari a 0,8 ($\alpha < 30^\circ$)

Considerando tali parametri il carico di neve ottenuto è pari a:

$$q_{sk} = 1,50 \cdot 0,80 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

3.4 Combinazioni di carico

I coefficienti utilizzati per la combinazione delle azioni di calcolo sono i seguenti:

3.4.1 Stato Limite Ultimo con azioni statiche

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}] \quad [3.2]$$

$\gamma_{G1} = 1,3$ per il peso proprio degli elementi strutturali ($\gamma_{G1} = 1,0$ se il contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_{G2} = 1,5$ per le azioni permanenti ($\gamma_{G2} = 0$ se il contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_Q = 1,5$ per le azioni variabili ($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza);

$\psi_{0,i} = 0,5 / 0,6 / 0,7$ nel caso di azioni accidentali concomitanti.

3.4.2 Combinazione sismica

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3.3]$$

$\psi_{2,i} = 0,3 / 0,6$

3.4.3 Stato Limite di Esercizio

Si considera l'ambiente poco aggressivo e la destinazione d'uso della struttura ad ufficio. L'armatura utilizzata è di tipo non-sensibile.

Combinazione RARA

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,i} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3.4]$$

$\psi_{0,i} = 0,5 / 0,6 / 0,7$ nel caso di azioni accidentali concomitanti.

Per ogni sezione con $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ deve essere:

$$\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,0 \text{ N/mm}^2$$

Combinazione FREQUENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3.5]$$

$\psi_{1,i} = 0,2 / 0,5 / 0,7$

$\psi_{2,i} = 0,3 / 0,6$ nel caso di azioni accidentali concomitanti

Combinazione QUASI PERMANENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3.6]$$

$\psi_{2,i} = 0,3 / 0,6$

Per ogni sezione con $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ deve essere:

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione considerando per le strutture in oggetto condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili si ottengono le seguenti limitazioni.

- Massima apertura di fessura in combinazione frequente
Apertura fessure $\leq W_3 = 0,4 \text{ mm}$
- Massima apertura di fessura in combinazione quasi permanente
Apertura fessure $\leq W_2 = 0,3 \text{ mm}$

4 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Nel seguente capitolo vengono descritte e analizzate le più comuni prove per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo armato, ossia quelle prove volte alla definizione o alla stima delle caratteristiche meccaniche, in particolar modo della resistenza a compressione e trazione, del calcestruzzo e delle relative barre d'armatura.

Esse vengono distinte inoltre in prove per edifici di nuova costruzione e quelle per edifici esistenti.

Un'ulteriore suddivisione applicata in questo elaborato è la distinzione tra prove ordinarie e non, definendo come prove ordinarie quelle prove che vengono più comunemente svolte durante la realizzazione di un edificio in calcestruzzo armato.

Le prove ordinarie verranno svolte in prima persona, descritte, analizzate e commentate relativamente alla affidabilità della prova e dei suoi risultati.

Le prove ordinarie per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo armato di edifici di nuova costruzione sono:

1. Prove di compressione su provini di calcestruzzo;
2. Prove di trazione delle barre d'acciaio;
3. Prove per la misura sclerometrica;
4. Prove per la misura ultrasonica;
5. Metodo combinato SonReb.

Le indagini per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo di edifici esistenti sono:

1. Carotaggio;
2. Indagine di tipo Pull-Out;
3. Indagine con metodo Windsor;
4. Indagine tramite endoscopio;
5. Indagine tramite pacometro per individuazione dei ferri d'armatura.

La seguente trattazione sarà volta all'analisi dei risultati delle prove definite "ordinarie" per edifici di nuova costruzione in calcestruzzo armato, pertanto il capitolo sarà strutturato come segue:

- Definizione, descrizione, normativa e modalità operative della esecuzione della prova;
- Elaborazione e analisi dei risultati ottenuti dalla esecuzione della detta prova;
- Considerazioni finali.

Differentemente verranno trattate le indagini su edifici esistenti, le quali verranno solamente definite e descritte, senza aver avuto l'opportunità di eseguirle in prima persona e, pertanto, di lavorare sui risultati ottenuti dalle stesse.

4.1 Prove di compressione su provini di calcestruzzo

Riferimento normativo: UNI EN 12390-3

Descrizione e generalità

La resistenza a compressione si caratterizza con prove a rottura di compressione su cubi o cilindri di opportune dimensioni calcolando la tensione corrispondente al carico massimo applicato per causare la rottura del provino. [1]

Per applicare e misurare il carico assiale sul campione si impiegherà una macchina adeguata di portata sufficiente ed atta ad applicare il carico ad una velocità adeguata.



Figura 4.1: Macchina a compressione monoassiale

Condizioni operative

I provini devono avere le seguenti caratteristiche:

- I provini devono essere cilindri circolari retti aventi un rapporto tra altezza e diametro di 2,5 - 3,0 oppure di forma cubica;
- Le facce del campione devono essere piane e rettificate prima dell'esecuzione della prova;
- I campioni devono essere conservati, per non più di 30 giorni, in modo da mantenere il contenuto d'acqua naturale.

I Provini sono soggetti alle seguenti tolleranze:

- La tolleranza sulla dimensione designata (d) tra le superfici cassate deve essere minore di $\pm 0,5\%$.
- La tolleranza tra la faccia superiore rasata e quella opposta deve essere minore di $\pm 1,0\%$ della dimensione designata.
- La tolleranza sulla planarità delle superfici che potenzialmente verranno sottoposte a carichi minore di $\pm 0,0006 d$, in millimetri.
- La tolleranza sulla perpendicolarità degli spigoli del provino cubico rispetto alla base, 0,5 mm.

Per la verifica delle tolleranze si fa anche uso di apposite cubiere; le cubiere in poliuretano espanso stampato vengono realizzate con materiale ad elevata massa volumica, sono monoblocco, indeformabili, riutilizzabili. Alla base presentano un foro da utilizzarsi per la sformatura pneumatica dei cubetti. La chiusura del foro è garantita dagli appositi tappi.

Procedura di prelievo e preparazione della prova

Il prelievo dalla betoniera può essere fatto a metà dello scarico. È opportuno prendere nota del tipo di betoniera, capacità, numero di giri e tempo di impasto.

Per realizzare la massima densità possibile, l'assestamento del calcestruzzo nelle casseforme deve essere eseguito preferibilmente mediante vibrazione (tavola vibrante). Infine si provvede a rasare con un rigello metallico la superficie superiore ed a lisciarla con cazzuola o fratazzo.

I provini devono poi essere sottoposti a stagionatura; i provini vanno lasciati nelle casseforme per almeno 16 ore, ma non oltre 3 giorni, proteggendoli da urti, vibrazioni e disidratazione alla temperatura di $20 \pm 5^\circ$ (oppure $25 \pm 5^\circ$ nei climi caldi). Al fine di evitare la comparsa di fessurazioni e garantire una corretta idratazione del cemento, una volta rimossi dalla cassaforma, i provini, fino al momento della prova, che avverrà dopo 28 giorni, vanno conservati in acqua alla temperatura di $20 \pm 2^\circ\text{C}$ (vasca termostatica) o in ambiente a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ed umidità relativa maggiore o uguale a 95%.

La vasca termostatica è destinata alla stagionatura dei provini di calcestruzzo. E' necessario posizionare la vasca in modo che sia possibile accedervi comodamente da ogni lato. Bisogna immettere l'acqua nella vasca in quantità sufficiente da coprire tutti i provini. E' importante che la resistenza elettrica sia sempre immersa in acqua prima di accendere l'apparecchiatura. La temperatura va impostata a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ oppure a $25 \pm 2^\circ\text{C}$ nei climi caldi. Dopo ogni ciclo di stagionatura è necessario sostituire l'acqua e togliere eventuali depositi di cemento dal fondo vasca avendo cura di non rompere la sonda o le resistenze.

Modalità esecutive

È necessario verificare la planarità delle facce: in caso che le stesse non lo siano, sottoporre i provini a rettifica meccanica. Si misuri con il calibro le dimensioni del provino e lo si pesi.

Il provino va posizionato tra i piatti della pressa facendo attenzione a centrarlo. Si accende la macchina, chiude il circuito e porta il provino a contrasto con il piatto superiore, infine si inserisce la velocità di prova che deve essere pari a 50 N/cm²s.

Al momento della rottura, si annota il valore di rottura (N/mm²) e il tipo di rottura; infine si scarica la macchina.

Risultati di prova

Il valore di resistenza a compressione si ricava in seguito alla rottura del provino dalla seguente formula:

$$f_c = \frac{P_{\max}}{A_c} \quad [4.1]$$

Dove:

- f_c : resistenza a compressione cilindrica [N/mm²]
- $P_{\max}$: carico di rottura [N]
- A_c : area del provino [mm²]

L'interpretazione della prova di compressione monoassiale consente, oltre a determinare la resistenza a compressione monoassiale anche di determinare le caratteristiche di deformabilità del provino calcolando il modulo di Young e il coefficiente di Poisson:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad [4.2]$$

$$\nu = - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \quad [4.3]$$

Nella Meccanica delle Rocce normalmente si definiscono i moduli ad un livello di carico pari alla metà del carico di rottura. Si parla in questo caso di $E_{t50\%}$, $E_{s50\%}$, $\nu_{t50\%}$, $\nu_{s50\%}$ (figura 4.2). In alcune applicazioni risulta tuttavia utile definire, in modo più completo, la variazione dei moduli in funzione del livello deformativo.

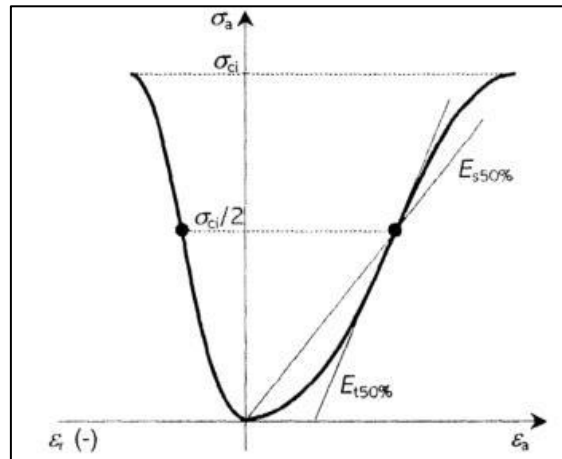


Figura 4.2: Grafico andamento sforzo-deformazione del calcestruzzo con indicazione dei valori di $E_{t50\%}$, $E_{s50\%}$, $\nu_{t50\%}$, $\nu_{s50\%}$

Similmente viene eseguita la prova di compressione triassiale, la quale si distingue dalla prova monoassiale per il fatto che il provino di roccia viene portato a rottura mediante l'applicazione di un carico verticale, in presenza di una pressione di confinamento.

L'attrezzatura di prova differisce da quella utilizzata per le prove monoassiali nella presenza di una cella (detta cella triassiale) all'interno della quale viene alloggiato il provino.

Queste permettono la valutazione delle caratteristiche di resistenza con riferimento a stati di tensione più vicini alla realtà ingegneristica. Sono necessarie celle ad elevata capacità.

4.1.1 Modalità di rottura dei provini in calcestruzzo

La figura 4.3 mostra una tipica curva sforzo-deformazione del calcestruzzo durante una prova di compressione monoassiale; a sinistra è riportata anche la deformazione trasversale (in direzione ortogonale a quella di applicazione del carico il provino si espande). Il comportamento è controllato dalle micro-fessure presenti nella zona di transizione già prima di sollecitare il materiale.

La curva di sforzo-deformazione è lineare fino a circa il 30% del carico massimo, in quanto le micro-fessure restano stabili e non si propagano. In seguito la curva si scosta dalla linearità, prima gradualmente e poi in modo sempre più accentuato approssimandosi al carico massimo. In queste condizioni le micro-fessure presenti nella zona di transizione crescono in numero e in dimensioni e cominciano a interessare anche la matrice cementizia (e non solo più la zona di transizione).

Per sforzi compresi tra il 70% e il 90% del carico massimo, le fessure diventano instabili (cioè propagano anche se la sollecitazione resta costante) e attraversano la matrice di malta che ingloba gli aggregati grossi. Ha così luogo un rapido collegamento delle fessure presenti che porta al cedimento del materiale. In corrispondenza a questi sforzi, la deformazione trasversale (dovuta a sollecitazioni di trazione) aumenta notevolmente rispetto a quella longitudinale (di compressione), in seguito alla formazione di fessure verticali instabili.

Infine, oltre il carico massimo, la curva può presentare un tratto decrescente, in quanto il calcestruzzo fessurato è ancora in grado di sopportare degli sforzi, fino al momento in cui il collegamento delle microcricche dà luogo alla rottura del provino.

La distribuzione degli sforzi durante la prova di compressione diventa complicata a causa dell'insorgenza delle forze di attrito che si sviluppano a contatto con le piastre di carico, che praticamente non si deformano, e il calcestruzzo che invece tende ad espandersi lateralmente (effetto di Poisson). La rottura finale (tipicamente con il provino a forma di clessidra o piramidale per una rottura considerata soddisfacente) è dovuta a sforzi di trazione perpendicolari alla direzione di carico. Questi sforzi crescono all'aumentare della distanza dalle piastre di carico, in quanto progressivamente si riduce l'effetto delle forze di attrito. Una conseguenza di questo fatto è che il valore di resistenza ottenuto non è funzione della sola qualità del calcestruzzo, ma anche dalle dimensioni del cubo.

Per un motivo analogo, i provini cilindrici di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza cedono a un valore del carico unitario inferiore a quello dei cubi di lato 150 mm perché nella zona centrale del provino, più distante dalle piastre di carico rispetto al caso precedente, è meno sentito l'effetto di redistribuzione del carico prodotto dalle forze di attrito. Infatti la resistenza a compressione del cubo standard è approssimativamente uguale a 1.25 volte la resistenza del cilindro standard. [2]

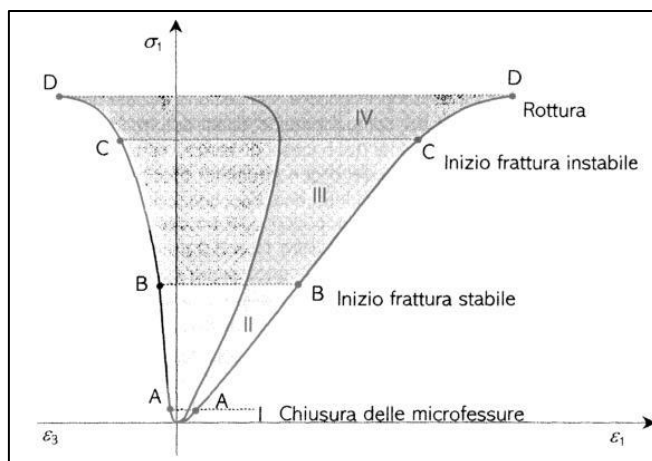


Figura 4.3: Grafico andamento sforzo-deformazione in direzione assiale e trasversale del calcestruzzo

Inoltre, il tipo di rottura del provino è indice della resistenza del calcestruzzo. Se il cubetto si rompe determinando una serie di piramidi più o meno regolari, con le facce che formano un angolo di circa 45° con la base, allora il calcestruzzo ha raggiunto senz'altro una elevata resistenza a compressione. I calcestruzzi scadenti tendono invece a sbriciolarsi, senza precisi piani di rottura (figura 4.4).

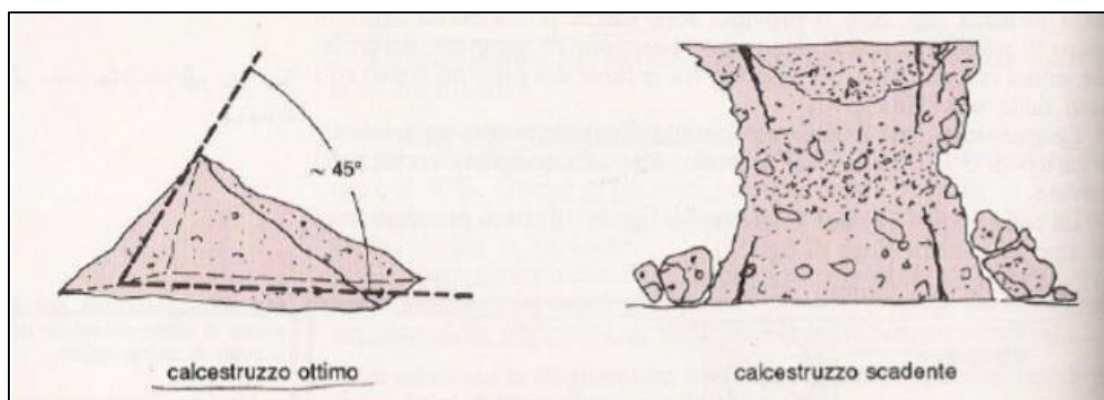


Figura 4.4: differenze tra modalità di rottura di un calcestruzzo ottimo e uno scadente

La formazione delle “piramidi di rottura”, con le facce a 45° (come si vede in figura 4.5), è conseguenza degli sforzi tangenziali, che hanno origine dalla compressione. Tali sforzi raggiungono il massimo del valore in corrispondenza dei piani inclinati a 45° ed è a causa di tali sforzi di scorrimento che si verifica la rottura del cubetto.

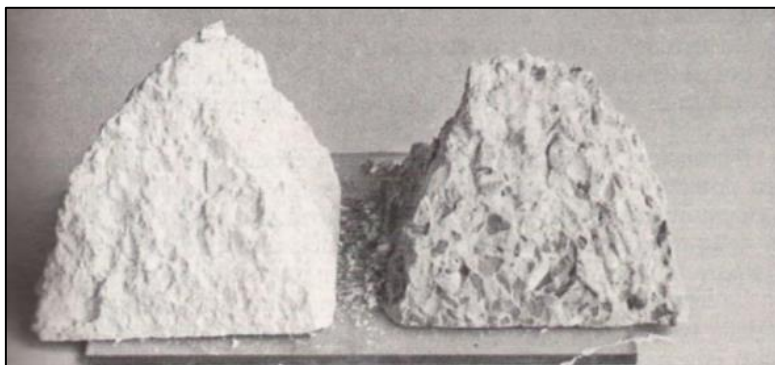


Figura 4.5: Provini dopo la prova che presentano una rottura soddisfacente a piramide con angoli di 45° alla base

Di seguito si riportano i casi di rottura di provini cubici soddisfacenti (figura 4.6) o non soddisfacenti (figura 4.7) secondo la normativa UNI EN 12390-3:2003.

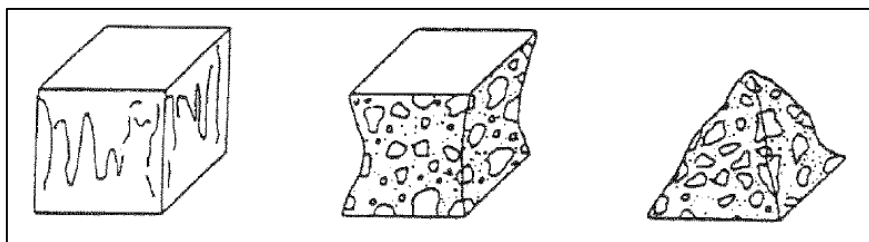


Figura 4.6: Modalità di rottura soddisfacenti secondo la normativa UNI EN 12390-3:2003; si noti che tutte e quattro le facce sono fessurate in modo pressoché uguale, generalmente con minore danno alle facce in contatto con i piatti

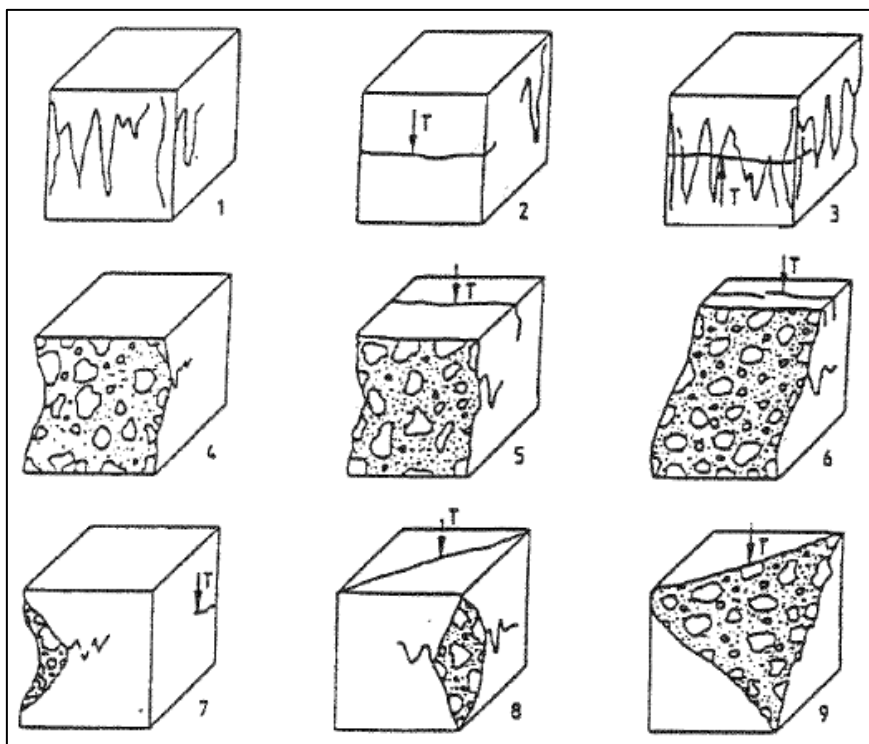


Figura 4.7: Modalità di rottura non soddisfacenti secondo la normativa UNI EN 12390-3:2003; con la lettera T sono indicate le fessurazioni da trazione

4.1.2 Calcestruzzo, controlli e accettazione secondo le NTC 2008

Viene riportato di seguito l'estratto del capitolo 11.2.5 delle NTC 2008 relativo a: specifiche per il calcestruzzo, controlli di qualità del calcestruzzo, valutazione preliminare della resistenza, prelievo dei campioni, controllo di accettazione, controllo della resistenza del calcestruzzo in opera e prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato.

4.1.2.1 Specifiche per il calcestruzzo

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm. Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150 x 150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.

Al fine di ottenere le prestazioni richieste, si dovranno dare indicazioni in merito alla composizione, ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI ENV 13670-1:2001 ed alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nonché dare indicazioni in merito alla composizione della miscela, compresi gli eventuali additivi, tenuto conto anche delle previste classi di esposizione ambientale (di cui, ad esempio, alla norma UNI EN 206-1: 2006) e del requisito di durabilità delle opere.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. La resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al § 11.2.4 delle NTC 2008, eseguite a 28 giorni di maturazione. Si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione; in tal caso potranno essere indicati altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo se confezionato con la stessa miscela e prodotto con medesime procedure.

4.1.2.2 Controlli di qualità del calcestruzzo

Il calcestruzzo va prodotto in regime di controllo di qualità, con lo scopo di garantire che rispetti le prescrizioni definite in sede di progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

- *Valutazione preliminare della resistenza:* serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo con la resistenza caratteristica di progetto.
- *Controllo di produzione:* riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione del calcestruzzo stesso.
- *Controllo di accettazione:* riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo prodotto durante l'esecuzione dell'opera, con prelievo effettuato contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.
- *Prove complementari:* sono prove che vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione.

Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, sono eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

4.1.2.3 Valutazione preliminare della resistenza

Il costruttore, prima dell'inizio della costruzione di un'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto.

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori, secondo le procedure descritte al paragrafo "controllo di accettazione".

4.1.2.4 Prelievo dei campioni

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

È obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità e/o provenienza dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390 3:2003 e UNI EN 12390-4:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2002.

4.1.2.5 Controlli di accettazione

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A
- controllo di tipo B

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla tabella 4.1 alla pagina seguente.

Tabella 4.1: Valori di accettazione per controlli di tipo A e di tipo B

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{A/B} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (n° prelievi: 3)	$R_m \geq R_{ck} + 1,4 s$ (n° prelievi ≥ 15)
Ove: R_m = resistenza media dei prelievi [N/mm ²] $R_{A/B}$ = minore valore di resistenza dei prelievi [N/mm ²] s = scarto quadratico medio	

4.1.2.5.1 Controlli di tipo A

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Il controllo tipo A si esegue per ogni terna di prelievi, riferendosi ai valori indicati nei certificati ufficiali. Si coglie l'occasione per ricordare che il prelievo è costituito da due cubetti e quindi il risultato di ciascun prelievo e la media dei risultati dei due cubetti.

Per valutare la positività del controllo, andranno quindi eseguite tre verifiche:

- *La prima verifica* riguarda il risultato di prelievo: occorre accertarsi che la resistenza media di ciascun prelievo non sia inferiore alla resistenza caratteristica richiesta dal progetto ridotta di 3,5 N/mm².
- *La seconda verifica* riguarda i risultati dei tre prelievi: occorre accertarsi che la resistenza media dei tre prelievi risulti maggiore della resistenza caratteristica da verificare più 3,5 N/mm².
- *La terza verifica* consiste nel controllare che entrambe le condizioni siano contemporaneamente valide.

4.1.2.5.2 Controlli di tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R_b dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s / R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al paragrafo “controllo della resistenza del calcestruzzo in opera”. Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

Il controllo tipo B è più pericoloso di quello di tipo A, in quanto coinvolge un volume di calcestruzzo superiore, fino a 1500 m³ contro i 300 del controllo tipo A; per questa ragione è necessario seguirlo con più attenzione.

Occorre anche osservare che la valutazione sommaria dei risultati condotta senza eseguire il calcolo può ingannare; può infatti succedere che la maggior parte dei prelievi siano più alti della media, ma le condizioni del controllo non risultino comunque verificate; inoltre non vi è sicurezza che la classe sia corretta fino all’ottenimento dell’ultimo risultato della serie dei 15 prelievi.

Molti direttori dei lavori che non eseguono i calcoli presentano al collaudo risultati non idonei pensando invece che lo siano.

4.1.2.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l’identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell’insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390-3:2003. I certificati di prova emessi dai laboratori devono contenere almeno:

- l’identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l’identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l’identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l’identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l’indicazione delle norme di riferimento per l’esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori di resistenza misurati.

L’opera o la parte di opera non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente rimossa dal costruttore, il quale deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l’impiego di altri mezzi d’indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei Lavori e conformemente a quanto indicato nel paragrafo successivo. Qualora gli ulteriori controlli confermino i risultati ottenuti, si dovrà procedere ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo.

Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero soddisfacenti si può dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

I "controlli di accettazione" sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a controllarne la validità qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai "controlli di accettazione".

4.1.2.6 Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera

Nel caso in cui le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della classe di resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza del calcestruzzo ai valori di resistenza determinati nel corso della qualificazione della miscela, oppure si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera, si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive. Tali prove non devono, in ogni caso, intendersi sostitutive dei controlli di accettazione.

Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza strutturale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi in fase di getto maturati in condizioni di laboratorio (definita come resistenza potenziale). È accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza strutturale si potrà fare utile riferimento alle norme UNI EN 12504-1:2002, UNI EN 12504-2:2001, UNI EN 12504-3:2005, UNI EN 12504-4:2005 nonché alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

4.1.2.7 Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e mantenere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti dalle NTC 2008 e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego.

Il sistema di controllo della produzione di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato in impianti di un fornitore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000, deve fare riferimento alle specifiche indicazioni contenute nelle Linee guida sul calcestruzzo preconfezionato elaborato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Detto sistema di controllo deve essere certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. sulla base dei criteri di cui al DM 9/5/2003 n. 156.

I documenti che accompagnano ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi di tale certificazione.

Nel caso in cui l'impianto di produzione industrializzata appartenga al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, il sistema di gestione della qualità del costruttore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000, certificato da un organismo accreditato, deve comprendere l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, conformemente alle specifiche indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato elaborato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Il Direttore dei Lavori, che è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture provenienti da impianti non conformi; dovrà comunque effettuare le prove di accettazione del calcestruzzo descritte in questo capitolo e ricevere, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo di processo produttivo.

4.1.3 Caso di studio: prove di compressione su calcestruzzo di edificio in Via A. Mario

La prova di compressione del calcestruzzo è stata eseguita in laboratorio su una serie di campioni prelevati nel cantiere di Via Alberto Mario 15, Milano.

La prova è stata eseguita utilizzando una *Pressa per Prove di Compressione marca Tecnotest, mod. KP300/L, matr. N° 2812*.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dall'esecuzione della prova e la realizzazione dei controlli di TIPO A (tabelle 4.2 – 4.3 – 4.4 – 4.5) e TIPO B precedentemente descritti, seguendo le prescrizioni fornite da normativa.

4.1.3.1 Controlli di tipo A

Tabella 4.2: Risultati delle prove di compressione del calcestruzzo eseguite in laboratorio attraverso una Pressa per Prove di Compressione marca Tecnotest, mod. KP300/L, matr. N° 2812 e relativi controlli normativi di tipo A.

DATI DICHIARATI					RISULTATI DELLE PROVE										CONTROLLI DI TIPO A				
N°	Identificativo provino	Data confezione	Posizione in opera	R _{ck} [Mpa]	Data prova	Massa [kg]	Dimensioni			Sezione resistente [mm²]	Massa vol. [kg/m³]	Resistenza		Rettifica provino	Tipo di rottura	R _A [Mpa]	Verifica 1	R _{mA} [Mpa]	Verifica 2
							Lun.	Lar.	Alt.			Totale [kN]	Unitaria [Mpa]				R _A ≥ R _{ck} - 3,5		R _{mA} ≥ R _{ck} + 3,5
1	1	30/04/2015	Platea ascensori A - B	35	27/07/2015	7,572	150,0	150,0	150,0	22.500	2.244	957,6	42,6	NO	Soddisfacente	41,4	VERO	41,4	VERO
2				35		7,628	150,0	150,0	150,0	22.500	2.260	903,8	40,2	NO	Soddisfacente				
3	2	05/05/2015	Platea ascensori C - D	35		7,604	150,0	150,0	150,0	22.500	2.253	910,4	40,5	NO	Soddisfacente	40,3	VERO	40,3	VERO
4				35		7,692	150,0	150,0	150,0	22.500	2.279	902,1	40,1	NO	Soddisfacente				
5	3	06/05/2015	Platea vasche	35		7,635	150,0	150,0	150,0	22.500	2.262	947,2	42,1	NO	Soddisfacente	41,9	VERO	41,9	VERO
6				35		7,695	150,0	150,0	150,0	22.500	2.280	939,5	41,8	NO	Soddisfacente				
7	4	13/05/2015	Platea Q4	35		7,784	150,0	150,0	150,0	22.500	2.306	992,0	44,1	NO	Soddisfacente	40,8	VERO	41,7	VERO
8				35		7,750	150,0	150,0	150,0	22.500	2.296	937,9	41,7	NO	Soddisfacente				
9	5			35		7,726	150,0	150,0	150,0	22.500	2.289	918,9	40,8	NO	Soddisfacente				
10				35		7,720	150,0	150,0	150,0	22.500	2.287	941,0	41,8	NO	Soddisfacente				
11	6			35		7,638	150,0	150,0	150,0	22.500	2.263	911,9	40,5	NO	Soddisfacente				
12				35		7,694	150,0	150,0	150,0	22.500	2.280	924,0	41,1	NO	Soddisfacente				
13	7	18/05/2015	Platea Q3	35		7,646	150,0	150,0	150,0	22.500	2.265	930,6	41,4	NO	Soddisfacente	44,7	VERO	43,4	VERO
14				35		7,809	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	1.079,3	48,0	NO	Soddisfacente				
15	8			35		7,806	150,0	150,0	150,0	22.500	2.313	989,4	44,0	NO	Soddisfacente	42,1	VERO		
16				35		7,746	150,0	150,0	150,0	22.500	2.295	904,9	40,2	NO	Soddisfacente				
17	9	20/05/2015	Platea Q2	35		7,893	150,0	150,0	150,0	22.500	2.339	916,2	40,7	NO	Soddisfacente	40,4	VERO	42,1	VERO
18				35		7,780	150,0	150,0	150,0	22.500	2.305	903,1	40,1	NO	Soddisfacente				
19	10			35		7,671	150,0	150,0	150,0	22.500	2.273	967,0	43,0	NO	Soddisfacente	43,8	VERO		
20				35		7,821	150,0	150,0	150,0	22.500	2.317	1.005,7	44,7	NO	Soddisfacente				
21	11	22/05/2015	Platea Q1	35		7,771	150,0	150,0	150,0	22.500	2.303	1.023,2	45,5	NO	Soddisfacente	44,0	VERO	45,6	VERO
22				35		7,758	150,0	150,0	150,0	22.500	2.299	983,9	43,7	NO	Soddisfacente				
23	12			35		7,473	150,0	150,0	150,0	22.500	2.214	934,1	41,5	NO	Soddisfacente				
24				35		7,699	150,0	150,0	150,0	22.500	2.281	1.045,0	46,4	NO	Soddisfacente				
25	13			35		7,667	150,0	150,0	150,0	22.500	2.272	1.047,8	46,6	NO	Soddisfacente				
26				35		7,687	150,0	150,0	150,0	22.500	2.278	1.116,3	49,6	NO	Soddisfacente				
27	14	26/05/2015	Platea Q5	35		7,766	150,0	150,0	150,0	22.500	2.301	1.057,3	47,0	NO	Soddisfacente	43,4	VERO	46,0	VERO
28				35		7,717	150,0	150,0	150,0	22.500	2.287	1.049,0	46,6	NO	Soddisfacente				
29	15			35		7,612	150,0	150,0	150,0	22.500	2.255	1.088,0	48,4	NO	Soddisfacente				
30				35		7,702	150,0	150,0	150,0	22.500	2.282	1.065,6	47,4	NO	Soddisfacente				
31	16			35		7,418	150,0	150,0	150,0	22.500	2.198	951,7	42,3	NO	Soddisfacente				
32				35		7,716	150,0	150,0	150,0	22.500	2.286	999,1	44,4	NO	Soddisfacente				
33	17	28/05/2015	Platea Q6	35		7,890	150,0	150,0	150,0	22.500	2.338	1.160,5	51,6	NO	Soddisfacente	50,4	VERO	45,0	VERO
34				35		7,800	150,0	150,0	150,0	22.500	2.311	1.105,3	49,1	NO	Soddisfacente				
35	18			35		7,356	150,0	150,0	150,0	22.500	2.180	894,0	39,7	NO	Soddisfacente	39,7	VERO		
36				35		7,350	150,0	150,0	150,0	22.500	2.178	893,1	39,7	NO	Soddisfacente				
37	19	29/05/2015	Contromuri + pilastri	35		7,357	150,0	150,0	150,0	22.500	2.180	890,3	39,6	NO	Soddisfacente	39,5	VERO	39,5	VERO
38				35		7,333	150,0	150,0	150,0	22.500	2.173	888,6	39,5	NO	Soddisfacente				
39	20	03/06/2015	Contromuri + pilastri + muri	35		7,360	150,0	150,0	150,0	22.500	2.181	883,4	39,3	NO	Soddisfacente	39,4	VERO	39,4	VERO
40				35		7,388	150,0	150,0	150,0	22.500	2.189	891,6	39,6	NO	Soddisfacente				

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.3: Risultati delle prove di compressione del calcestruzzo eseguite in laboratorio attraverso una Pressa per Prove di Compressione marca Tecnotest, mod. KP300/L, matr. N° 2812 e relativi controlli normativi di tipo A.

DATI DICHIARATI					RISULTATI DELLE PROVE										CONTROLLI DI TIPO A				
N°	Identificativo provino	Data confezione	Posizione in opera	R _{ck} [Mpa]	Data prova	Massa [kg]	Dimensioni			Sezione resistente [mm ²]	Massa vol. [kg/m ³]	Resistenza		Rettifica provino	Tipo di rottura	R _A [Mpa]	Verifica 1	R _{mA} [Mpa]	Verifica 2
							Lun.	Lar.	Alt.			Totale [kN]	Unitaria [Mpa]				R _A ≥ R _{ck} - 3,5		R _{mA} ≥ R _{ck} + 3,5
1	21	04/06/2015	Contromuro m. bianche pil. A5-6-8-10-12-B35	35	24/09/2015	7,787	150,0	150,0	150,0	22500	2.307	1050,7	46,7	NO	Soddisfacente	46,3	VERO	46,3	VERO
2				7,813		150,0	150,0	150,0	22500	2.315	1.033,2	45,9	NO	Soddisfacente					
3	22	05/06/2015	Platea quadrante 7	35		7,838	150,0	150,0	150,0	22500	2.322	1.057,5	47,0	NO	Soddisfacente	46,3	VERO	45,9	VERO
4				7,728		150,0	150,0	150,0	22500	2.290	1.028,1	45,7	NO	Soddisfacente					
5	23			35		7,791	150,0	150,0	150,0	22500	2.308	1.007,1	44,8	NO	Soddisfacente	45,4	VERO		
6				35		7,872	150,0	150,0	150,0	22500	2.332	1.034,6	46,0	NO	Soddisfacente				
7	24	10/06/2015	Contromuro, pilastri muro 4/4	35		7,690	150,0	150,0	150,0	22500	2.279	983,0	43,7	NO	Soddisfacente	43,3	VERO	43,3	VERO
8				35		7,722	150,0	150,0	150,0	22500	2.288	965,4	42,9	NO	Soddisfacente				
9	25	11/06/2015	Contromuro, Alberto Mario muri scala A	35		7,594	150,0	150,0	150,0	22500	2.250	868,1	38,6	NO	Soddisfacente	38,6	VERO	38,6	VERO
10				35		7,602	150,0	150,0	150,0	22500	2.252	869,9	38,7	NO	Soddisfacente				
11	26	12/06/2015	Platea quadrante 8	35		7,843	150,0	150,0	150,0	22500	2.324	1.101,8	49,0	NO	Soddisfacente	50,3	VERO	51,5	VERO
12				35		7,809	150,0	150,0	150,0	22500	2.314	1.160,0	51,6	NO	Soddisfacente				
13	35			7,856		150,0	150,0	150,0	22500	2.328	1.129,0	50,2	NO	Soddisfacente					
14	35			7,890		150,0	150,0	150,0	22500	2.338	1.161,4	51,6	NO	Soddisfacente					
15	28			35		7,851	150,0	150,0	150,0	22500	2.326	1.217,0	54,1	NO	Soddisfacente				
16				35		7,997	150,0	150,0	150,0	22500	2.369	1.180,9	52,5	NO	Soddisfacente				
17	29	16/06/2015	Contromuro Alberto Mario, muri scala B, muri alloggio 02	35		7,648	150,0	150,0	150,0	22500	2.266	998,9	44,4	NO	Soddisfacente	44,0	VERO	44,0	VERO
18				35		7,643	150,0	150,0	150,0	22500	2.265	979,3	43,5	NO	Soddisfacente				
19	30	17/06/2015	Contromuro Alberto Mario	35		7,804	150,0	150,0	150,0	22500	2.312	1.014,7	45,1	NO	Soddisfacente	43,7	VERO	43,7	VERO
20				35		7,717	150,0	150,0	150,0	22500	2.287	951,3	42,3	NO	Soddisfacente				
21	31	26/06/2015	Muri scala C, pilastri contromuro berlinese	35		7,620	150,0	150,0	150,0	22500	2.258	909,2	40,4	NO	Soddisfacente	40,5	VERO	40,5	VERO
22				35		7,609	150,0	150,0	150,0	22500	2.255	912,4	40,6	NO	Soddisfacente				
23	32	29/06/2015	Solaio Q-373 1° tratto	35		7,875	150,0	150,0	150,0	22500	2.333	981,5	43,6	NO	Soddisfacente	44,5	VERO	44,6	VERO
24				35		7,827	150,0	150,0	150,0	22500	2.319	1.019,6	45,3	NO	Soddisfacente				
25	33			35		7,916	150,0	150,0	150,0	22500	2.345	1.004,6	44,6	NO	Soddisfacente				
26				35		7,867	150,0	150,0	150,0	22500	2.331	998,1	44,4	NO	Soddisfacente				
27	34			35		7,827	150,0	150,0	150,0	22500	2.319	1.010,0	44,9	NO	Soddisfacente				
28				35		7,879	150,0	150,0	150,0	22500	2.335	1.001,3	44,5	NO	Soddisfacente				
29	35	30/06/2015	Contromuro berlinese muro rampa interno	35		7,917	150,0	150,0	150,0	22500	2.346	929,1	41,3	NO	Soddisfacente	41,7	VERO	41,7	VERO
30				35		7,998	150,0	150,0	150,0	22500	2.370	946,7	42,1	NO	Soddisfacente				
31	36	01/07/2015	Muro terrapieno pilastri, contromuro berlinese	35		7,902	150,0	150,0	150,0	22500	2.341	986,9	43,9	NO	Soddisfacente	44,7	VERO	44,7	VERO
32				35		7,876	150,0	150,0	150,0	22500	2.334	1.025,3	45,6	NO	Soddisfacente				
33	37	02/07/2015	Contromuro berlinese muro rampa esterno	35		7,684	150,0	150,0	150,0	22500	2.277	869,0	38,6	NO	Soddisfacente	38,7	VERO	38,7	VERO
34				35		7,680	150,0	150,0	150,0	22500	2.276	872,4	38,8	NO	Soddisfacente				
35	38	06/07/2015	Muro rampa esterno, muri alti zone filtranti	35		7,614	150,0	150,0	150,0	22500	2.256	870,1	38,7	NO	Soddisfacente	38,6	VERO	38,6	VERO
36				35		7,600	150,0	150,0	150,0	22500	2.252	869,0	38,6	NO	Soddisfacente				
37	39	07/07/2015	Muro esterno rampa	35		7,702	150,0	150,0	150,0	22500	2.282	887,1	39,4	NO	Soddisfacente	39,3	VERO	39,3	VERO
38				35		7,747	150,0	150,0	150,0	22500	2.295	880,9	39,2	NO	Soddisfacente				
39	40	10/07/2015	Muro terrapieno, pilastri da - 3,73 a -83	35		7,721	150,0	150,0	150,0	22500	2.288	869,9	38,7	NO	Soddisfacente	38,7	VERO	38,7	VERO
40				35		7,748	150,0	150,0	150,0	22500	2.296	872,0	38,8	NO	Soddisfacente				

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.4: Risultati delle prove di compressione del calcestruzzo eseguite in laboratorio attraverso una Pressa per Prove di Compressione marca Tecnotest, mod. KP300/L, matr. N° 2812 e relativi controlli normativi di tipo A.

DATI DICHIARATI					RISULTATI DELLE PROVE										CONTROLLI DI TIPO A				
N°	Identificativo provino	Data confezione	Posizione in opera	R _{ck} [Mpa]	Data prova	Massa [kg]	Dimensioni			Sezione resistente [mm ²]	Massa vol. [kg/m ³]	Resistenza		Rettifica provino	Tipo di rottura	R _A [Mpa]	Verifica 1	R _{mA} [Mpa]	Verifica 2
							Lun.	Lar.	Alt.			Totale [kN]	Unitaria [Mpa]				R _A ≥ R _{ck} - 3,5		R _{mA} ≥ R _{ck} + 3,5
41	41	14/07/2015	Muri scala A pilastri	35	24/09/2015	7,588	150,0	150,0	150,0	22500	2.248	867,0	38,5	NO	Soddisfacente	38,7	VERO	38,7	VERO
42				35		7,651	150,0	150,0	150,0	22500	2.267	874,1	38,8	NO	Soddisfacente				
43	42	16/07/2015	Muri scala B pilastri	35		7,711	150,0	150,0	150,0	22500	2.285	1006,8	44,7	NO	Soddisfacente	43,1	VERO	43,1	VERO
44				35		7,714	150,0	150,0	150,0	22500	2.286	934,0	41,5	NO	Soddisfacente				
45	43	17/07/2015	Solaio Q-373 2° tratto	35		7,860	150,0	150,0	150,0	22500	2.329	951,0	42,3	NO	Soddisfacente	41,6	VERO	40,9	VERO
46				35		7,822	150,0	150,0	150,0	22500	2.318	920,3	40,9	NO	Soddisfacente				
47	44			35		7,880	150,0	150,0	150,0	22500	2.335	912,4	40,6	NO	Soddisfacente	40,3	VERO	40,3	VERO
48				35		7,797	150,0	150,0	150,0	22500	2.310	900,1	40,0	NO	Soddisfacente				
49	45	20/07/2015	Muro sez. 6/6 pilastri	35		7,569	150,0	150,0	150,0	22500	2.243	876,2	38,9	NO	Soddisfacente	38,8	VERO	38,8	VERO
50				35		7,684	150,0	150,0	150,0	22500	2.277	871,4	38,7	NO	Soddisfacente				
51	46	21/07/2015	Solaio Q-373 3° tratto	35		7,618	150,0	150,0	150,0	22500	2.257	873,4	38,8	NO	Soddisfacente	38,9	VERO	38,1	FALSO
52				35		7,676	150,0	150,0	150,0	22500	2.274	877,4	39,0	NO	Soddisfacente				
53	47			35		7,665	150,0	150,0	150,0	22500	2.271	831,6	37,0	NO	Soddisfacente	37,2	VERO	37,2	FALSO
54				35		7,611	150,0	150,0	150,0	22500	2.255	844,0	37,5	NO	Soddisfacente				
55	48	30/07/2015	Muri scala C, pilastri trave	35		7,668	150,0	150,0	150,0	22500	2.272	884,1	39,3	NO	Soddisfacente	39,6	VERO	39,6	VERO
56				35		7,629	150,0	150,0	150,0	22500	2.260	896,9	39,9	NO	Soddisfacente				
57	49	04/08/2015	Solaio Q-53 1° fase, muri SCC	35		7,768	150,0	150,0	150,0	22500	2.302	898,2	39,9	NO	Soddisfacente	39,5	VERO	39,5	VERO
58				35		7,758	150,0	150,0	150,0	22500	2.299	877,1	39,0	NO	Soddisfacente				
59	50	06/08/2015	Solaio a Q-18 1° fase	35		7,715	150,0	150,0	150,0	22500	2.286	884,6	39,3	NO	Soddisfacente	39,0	VERO	39,4	VERO
60				35		7,758	150,0	150,0	150,0	22500	2.299	870,9	38,7	NO	Soddisfacente				
61	51			35		7,812	150,0	150,0	150,0	22500	2.315	898,5	39,9	NO	Soddisfacente		FALSO	39,5	VERO
62				35		7,760	150,0	150,0	150,0	22500	2.299	878,8	39,1	NO	Soddisfacente				
63	52			35		7,705	150,0	150,0	150,0	22500	2.283	894,1	39,7	NO	Soddisfacente	39,0	FALSO	39,6	VERO
64				35		7,702	150,0	150,0	150,0	22500	2.282	886,2	39,4	NO	Soddisfacente				

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.5: Risultati delle prove di compressione del calcestruzzo eseguite in laboratorio attraverso una Pressa per Prove di Compressione marca Tecnotest, mod. KP300/L, matr. N° 2812 e relativi controlli normativi di tipo A.

DATI DICHIARATI					RISULTATI DELLE PROVE										CONTROLLI DI TIPO A				
N°	Identificativo provino	Data confezione	Posizione in opera	R _{ck} [Mpa]	Data prova	Massa [kg]	Dimensioni			Sezione resistente [mm ²]	Massa vol. [kg/m ³]	Resistenza		Rettifica provino	Tipo di rottura	R _A [Mpa]	Verifica 1	R _{mA} [Mpa]	Verifica 2
							Lun.	Lar.	Alt.			Totale [kN]	Unitaria [Mpa]				R _A ≥ R _{ck} - 3,5		R _{mA} ≥ R _{ck} + 3,5
1	53	03/09/2015	Pilastri e muri scat. T-1°	35	17/12/2015	7,878	150,0	150,0	150,0	22.500	2.334	875,1	38,9	NO	Soddisfacente	38,8	VERO	38,8	VERO
2				35		7,800	150,0	150,0	150,0	22.500	2.311	869,5	38,6	NO	Soddisfacente				
3	54	07/09/2015	Pilastri e muri scala B T-1°	35		7,839	150,0	150,0	150,0	22.500	2.323	888,8	39,5	NO	Soddisfacente	39,2	VERO	39,2	VERO
4				35		7,838	150,0	150,0	150,0	22.500	2.322	877,1	39,0	NO	Soddisfacente				
5	55	08/09/2015	Solaio basso PT 1A	35		7,812	150,0	150,0	150,0	22.500	2.315	872,4	38,8	NO	Soddisfacente	39,2	VERO	39,2	VERO
6				35		7,850	150,0	150,0	150,0	22.500	2.326	891,3	39,6	NO	Soddisfacente				
7	56	17/09/2015	Solaio H30 zona terreno	35		7,831	150,0	150,0	150,0	22.500	2.320	881,4	39,2	NO	Soddisfacente	38,9	VERO	38,9	VERO
8				35		7,838	150,0	150,0	150,0	22.500	2.322	868,2	38,6	NO	Soddisfacente				
9	57	18/09/2015	Solaio PT C-D H65	35		7,798	150,0	150,0	150,0	22.500	2.311	875,1	38,9	NO	Soddisfacente	39,0	VERO	39,3	VERO
10				35		7,816	150,0	150,0	150,0	22.500	2.316	898,1	39,9	NO	Soddisfacente				
11	58			35		7,830	150,0	150,0	150,0	22.500	2.320	881,5	39,2	NO	Soddisfacente				
12				35		7,824	150,0	150,0	150,0	22.500	2.318	874,0	38,8	NO	Soddisfacente				
13	59			35		7,851	150,0	150,0	150,0	22.500	2.326	893,9	39,7	NO	Soddisfacente				
14				35		7,820	150,0	150,0	150,0	22.500	2.317	880,1	39,1	NO	Soddisfacente				
15	60	22/09/2015	Pilastri C-D PT -1°	35		7,800	150,0	150,0	150,0	22.500	2.311	869,8	38,7	NO	Soddisfacente	38,8	VERO	38,8	VERO
16				35		7,821	150,0	150,0	150,0	22.500	2.317	877,7	39,0	NO	Soddisfacente				
17	61	23/09/2015	Pilastri D PT-1° contromuro berlinese	35		7,811	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	899,2	40,0	NO	Soddisfacente	40,0	VERO	40,0	VERO
18				35		7,804	150,0	150,0	150,0	22.500	2.312	901,4	40,1	NO	Soddisfacente				
19	62	24/09/2015	Solaio PT H30 giardino	35		7,851	150,0	150,0	150,0	22.500	2.326	908,5	40,4	NO	Soddisfacente	40,1	VERO	40,1	VERO
20				35		7,809	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	897,0	39,9	NO	Soddisfacente				
21	63	28/09/2015	Contromuro berlinese	35		7,820	150,0	150,0	150,0	22.500	2.317	874,3	38,9	NO	Soddisfacente	38,7	VERO	38,7	VERO
22				35		7,788	150,0	150,0	150,0	22.500	2.308	869,2	38,6	NO	Soddisfacente				
23	64	30/09/2015	Solaio P.1° A-B	35		7,802	150,0	150,0	150,0	22.500	2.312	875,9	38,9	NO	Soddisfacente	38,8	VERO	38,8	VERO
24				35		7,814	150,0	150,0	150,0	22.500	2.315	870,3	38,7	NO	Soddisfacente				
25	65	02/10/2015	Muri SC PT -1°	35		7,812	150,0	150,0	150,0	22.500	2.315	888,1	39,5	NO	Soddisfacente	39,2	VERO	39,2	VERO
26				35		7,824	150,0	150,0	150,0	22.500	2.318	876,4	39,0	NO	Soddisfacente				
27	66	12/10/2015	Pilastri P.1° A-B	35		7,810	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	874,3	38,9	NO	Soddisfacente	39,0	VERO	39,0	VERO
28				35		7,832	150,0	150,0	150,0	22.500	2.321	882,1	39,2	NO	Soddisfacente				
29	67	13/10/2015	Solaio P.1° C-D	35		7,801	150,0	150,0	150,0	22.500	2.311	880,4	39,1	NO	Soddisfacente	39,2	VERO	39,2	VERO
30				35		7,811	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	885,1	39,3	NO	Soddisfacente				
31	68	15/10/2015	Solaio PT H65 giardino	35		7,820	150,0	150,0	150,0	22.500	2.317	887,4	39,4	NO	Soddisfacente	39,7	VERO	39,7	VERO
32				35		7,834	150,0	150,0	150,0	22.500	2.321	898,5	39,9	NO	Soddisfacente				
33	69	20/10/2015	Elevazione P.1° + muri scala C	35		7,805	150,0	150,0	150,0	22.500	2.313	868,9	38,6	NO	Soddisfacente	39,0	VERO	39,0	VERO
34				35		7,824	150,0	150,0	150,0	22.500	2.318	887,4	39,4	NO	Soddisfacente				
35	70	22/10/2015	Elevazione P.1° + muri scala D	35		7,790	150,0	150,0	150,0	22.500	2.308	876,1	38,9	NO	Soddisfacente	39,0	VERO	39,0	VERO
36				35		7,812	150,0	150,0	150,0	22.500	2.315	880,5	39,1	NO	Soddisfacente				
37	71	26/10/2015	Solaio P.2 A-B	35		7,839	150,0	150,0	150,0	22.500	2.323	881,3	39,2	NO	Soddisfacente	38,9	VERO	38,9	VERO
38				35		7,810	150,0	150,0	150,0	22.500	2.314	868,4	38,6	NO	Soddisfacente				

4.1.3.2 Controlli di tipo B

Per i controlli di tipo B, come visto in precedenza, vanno effettuate 2 verifiche, pesata sull'intera campionatura di prelievi effettuati per miscela omogenea:

$$1) R_B \geq R_{ck} - 3,5 \quad [4.4]$$

$$2) R_m \geq R_{ck} + 1,4 s \quad [4.5]$$

Dove:

- R_m = resistenza media dei prelievi [N/mm²]
- R_B = minore valore di resistenza dei prelievi [N/mm²]
- s = scarto quadratico medio

1) Si proceda ora con la prima verifica:

$$R_B = 37,2 \quad \geq \quad 31,5 = R_{ck} - 3,5$$

2) Secondo normativa, perché sia valido il controllo di tipo B, è necessario prima verificare che il coefficiente di variazione $\delta = s/R_m < 0,15$.

Si procede dunque con il calcolo dei due fattori:

- $R_m = \text{Media}(R_b) = 41,7$
- $s = \sqrt{\frac{\sum (R_b - R_m)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1066,72}{70}} = 3,52$

Si verifica dunque che $\delta = s/R_m = 0,084 < 0,150$.

Pertanto è possibile effettuare la seconda verifica, per cui:

$$R_m = 41,7 \quad \geq \quad 39,92 = 35 + 4,92 = R_{ck} + 1,4 s$$

4.1.3.3 Calcolo della classe effettiva

A questo punto è possibile anche valutare la classe effettiva del calcestruzzo utilizzato, rovesciando le equazioni sopra riportate:

- 1) $R_{ck} = R_b + 3,5 = 37,2 + 3,5 = 40,7 \quad [\text{MPa}]$
- 2) $R_{ck} = R_m - 1,4 s = 41,7 - 4,92 = 36,78 \quad [\text{MPa}]$

Dovendo risultare valide entrambe le condizioni contemporaneamente si ottiene che:

- la classe di resistenza effettiva risulta essere 36,78 MPa
- la stessa risulta essere leggermente superiore a quella garantita di 35 MPa.

4.1.4 La valutazione statistica

L'odierna valutazione dei risultati delle prove sulle proprietà meccaniche dei materiali strutturali è di tipo statistico. Nel caso della valutazione delle resistenze meccaniche dei materiali da costruzione, desunte normalmente da prove distruttive, e quindi costose, di difficile ripetitività, si esprimono giudizi, accettando probabilità di errore nella definizione della popolazione e della stima dei parametri.

La distribuzione dei risultati di prova di resistenza è ben interpretata dalla funzione normale di Gauss (fig. 4.8), caratterizzata da due parametri fondamentali: media e scarto quadratico medio. [3]

La definizione di resistenza caratteristica di un materiale è definita mediante la relazione:

$$R_k = R_m - k s$$

[4.6]

Dove appunto:

- R_k : resistenza caratteristica del materiale;
- R_m : resistenza media;
- k : coefficiente statistico dipendente dalla numerosità del campione, dalla percentuale di frattile considerata e dal grado di fiducia; come vedremo in seguito, nelle normative il coefficiente k assume dei valori definiti e fissi (inoltre a normative differenti corrispondono valori di k differenti, senza spiegarne in modo esaustivo le motivazioni di assunzione di un determinato valore);
- s : scarto quadratico medio o deviazione standard.

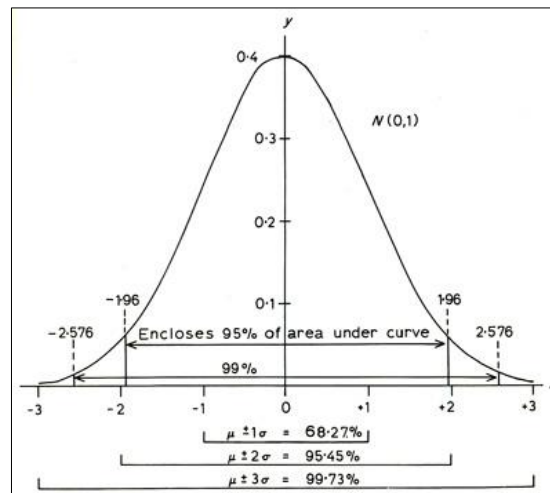


Figura 4.8: Distribuzione di Gauss normale

Dalla figura 4.8 si può notare come al variare del valore assunto dal parametro k , in una distribuzione normale di Gauss, viene compresa una certa percentuale di popolazione; statisticamente parlando, pertanto, risulta essere significativo il valore di $k = 1,64$, valore per cui vengono compresi circa il 90% dei possibili valori di resistenza della popolazione nell'intervallo considerato (corrispondente al frattile del 5%, valore fondamentale e indicato dalla normativa come limite per l'individuazione della resistenza caratteristica dei materiali e, come si vedrà in seguito, non solo). Questa considerazione è comunque valida teoricamente, solamente nel momento in cui si consideri una popolazione molto numerosa, tendente all'infinito ($n > 2000$), mentre per una popolazione minore, bisognerebbe assumere un valore più elevato.

Pertanto, in via teorica, questo modello ha un significato pratico e fornisce risultati attendibili, solamente nel momento in cui la numerosità del campione è molto elevata. Questo tuttavia non è sempre (anzi, quasi mai) garantito dal numero di prove sperimentali normalmente effettuate durante la costruzione di un edificio (ad esempio sono 15 campioni per ogni controllo di tipo B), per motivazioni pratiche e di costo; per questa ragione, la normativa semplifica e adatta questo modello ai casi più comunemente riscontrabili nella realtà, con approssimazioni più o meno valide a seconda dei casi (sicuramente più attendibili nei controlli di tipo B, rispetto ai controlli di tipo A), come verrà in seguito più approfonditamente discusso.

Contemporaneamente, negli ultimi anni sono state proposte una serie di prove non distruttive (ultrasuoni, prove sclerometriche, scansione magnetica, termovisione, auscultazione dinamica, laser, etc.) – una volta studiate le opportune correlazioni – facilmente ripetibili e con un costo significativamente inferiore, prove che possano sostituire, o fino a questo momento, integrare le prove distruttive per la determinazione della resistenza meccanica del materiale.

4.1.4.1 La resistenza caratteristica

Non basta, pertanto, la definizione del valore medio e dello scarto quadratico medio per determinare la cosiddetta resistenza caratteristica di un campione, ma è necessario definire anche il valore di k .

Dal punto di vista normativo, il valore di k , da assumere per la definizione del valore caratteristico di resistenza del calcestruzzo, è, per semplicità, un valore fisso:

- Secondo la normativa in vigore, le NTC 2008, si assume $k=1,4$;
- Secondo EN 13791:2007 e EN 206-1:2006, si assume $k=1,48$.

Tuttavia, nella statistica, k è un parametro variabile e assume valori diversi a seconda di diversi fattori; il valore minimo limite assumibile da k secondo una valutazione di tipo statistico dovrebbe essere 1,64.

Nel settore delle costruzioni interessano i valori minimi (quelli delle resistenze) ed i valori massimi (quelli delle azioni che producono le sollecitazioni), proprio perché, in generale, se il valore massimo delle sollecitazioni (S) è inferiore alla minima resistenza (R), non ci potrà essere crollo.

Ebbene, per ragioni quasi esclusivamente economiche (costo prove, numerosità del campione, accettazione di crollo, seppure per soglie molto basse, costo di assicurazioni di beni e vita umana, etc.) il valore di riferimento per la resistenza non è quello minimo assoluto ($R_m - 3s$), ma un valore che probabilisticamente può essere superato dal 95% di tutti i dati di prova, ovvero un valore, detto resistenza caratteristica, al di sotto del quale ci si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza (frattile). Ciò equivale a stabilire limiti di tolleranza simmetrici, in modo che il 90% della popolazione si trovi tra questi limiti; si dice in questo caso che appunto il frattile scelto è del 5%. [3]

Tabella 4.6: Valori di k per $P = 90\%$ (frattile 5%) e per gradi di fiducia $\gamma = 0,75, 0,90, 0,95$. Per i materiali da costruzione il grado di fiducia è generalmente 0,75 (da E. Leporati)

n	γ		
	0,75	0,90	0,95
2	6.301	15.978	32.019
3	3.538	5.847	8.380
4	2.892	4.166	5.369
5	2.599	3.494	4.275
6	2.492	3.131	3.712
7	2.318	2.902	3.369
8	2.238	2.743	3.136
9	2.178	2.626	2.967
10	2.131	2.535	2.839
11	2.093	2.463	2.737
12	2.062	2.404	2.655
13	2.036	2.355	2.587
14	2.013	2.314	2.529
15	1.994	2.278	2.480
16	1.977	2.246	2.437
17	1.962	2.219	2.400
18	1.948	2.194	2.366
19	1.936	2.172	2.337
20	1.925	2.152	2.310
21	1.915	2.135	2.286
22	1.906	2.118	2.264
23	1.898	2.103	2.244
24	1.891	2.089	2.225
25	1.883	2.077	2.208
26	1.877	2.065	2.193
27	1.871	2.054	2.178
30	1.855	2.025	2.140
35	1.834	1.988	2.090
40	1.818	1.959	2.052
45	1.805	1.935	2.021
50	1.794	1.916	1.996
60	1.778	1.887	1.958
70	1.765	1.865	1.929
80	1.756	1.848	1.907
90	1.748	1.834	1.889
100	1.742	1.822	1.874
200	1.709	1.764	1.798
300	1.696	1.740	1.767
400	1.688	1.726	1.749
500	1.683	1.717	1.737
600	1.680	1.710	1.729
700	1.677	1.705	1.722
800	1.675	1.701	1.717
900	1.673	1.697	1.712
1000	1.671	1.695	1.709
∞	1.645	1.645	1.645

Non sarebbe difficile stabilire tale valore caratteristico se si conoscessero la media vera e lo scarto vero di una popolazione, tuttavia, con un campione limitato è solamente possibile stimare (con R_m e s) i parametri veri. Teoricamente, per essere ragionevolmente sicuri che almeno il 90% della popolazione giaccia fra i limiti di tolleranza, in base ai parametri dedotti dalla sperimentazione, bisogna trovare un numero di $k > 1,64$ (valore per una distribuzione normale e quindi per un elevatissimo numero di dati), tale che ci sia un'alta probabilità che l'intervallo $R_m \pm ks$ includa almeno il 90% della popolazione. Almeno questo è quanto si deduce da uno studio di tipo statistico in base ai limiti imposti dalla normativa nella definizione di resistenza caratteristica.

Questa probabilità, stabilita per legge, denominata grado di fiducia (γ), è generalmente assunta per materiali da costruzione uguale a 0,75.

La tabella 4.6 riporta, quindi, i valori di k in funzione di P , n , γ per i diversi gradi di fiducia.

Come si può notare k è un valore che, tralasciando l'influenza del grado di fiducia imposto, assume dei valori decrescenti, asintotici a 1,64 per $n \rightarrow \infty$.

Ancora più interessante della resistenza caratteristica del materiale, parametro comunque fondamentale per la identificazione del materiale, per giudicare la qualità del materiale utilizzato, è il coefficiente di dispersione, generalmente espresso in percentuale, dato dal rapporto tra lo scarto e la media:

$$\delta = s / R_m \quad [4.7]$$

Attraverso questo parametro, infatti, è possibile dedurre la qualità della produzione del materiale, intesa come la capacità di produrre un materiale il più possibile omogeneo, almeno dal punto di vista della resistenza.

Tabella 4.7: Stima dei coefficienti di variazione (in percentuale) della resistenza meccanica di alcuni materiali da costruzione (elaborazione dati di prove eseguite da F. Laner nel Laboratorio prove materiali, luav, Venezia, 1990)

Materiale	Coefficiente di dispersione (δ)
Acciaio	1
Calcestruzzo confezionato in stabilimento	5
Legno lamellare	5
Calcestruzzo confezionato in cantiere	8 – 10
Laterizio	10 – 15
Legno	15 – 20
Muratura storica	15 - 30

Il coefficiente di variazione limite assunto da normativa per i controlli di tipo B relativi alla determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo è pari al 15%, valore che risulta in linea con i valori riportati in tabella, ma che comunque, in vista di una produzione che tende a migliorare sempre di più le prestazioni di un materiale, risulterà probabilmente presto essere datata.

Si vedrà poi in seguito che per materiali di elevata qualità (qualità intesa come qui definita, ossia con basso coefficiente di variazione), i controlli, soprattutto di tipo A, risulteranno totalmente inadeguati.

4.1.4.2 Analisi statistica dei dati ottenuti dalle prove di compressione sperimentali

Consideriamo, a titolo di esempio, per quanto affermato, il caso studiato durante l'esecuzione dei controlli della resistenza del calcestruzzo del progetto in esame.

Di seguito viene riportato il grafico ad istogramma (fig. 4.9), relativo ai valori di resistenza riscontrati dalla esecuzione delle prove, e la curva relativa di forma simile alla Gaussiana (fig. 4.10), che ne descrive l'andamento:

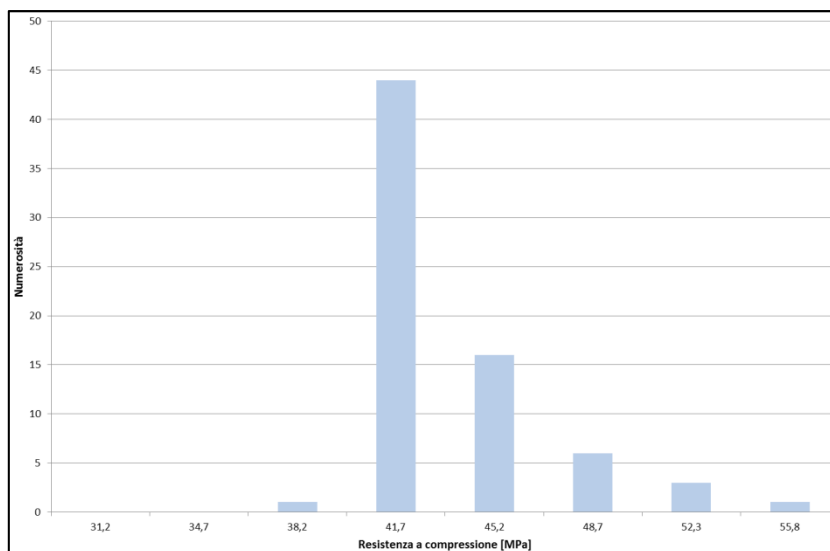


Figura 4.9: Istogramma dei valori di resistenza a compressione ottenuti dall'esecuzione delle prove in laboratorio, divisi in classi di resistenza in funzione dello scarto quadratico medio di $s = 3,52$

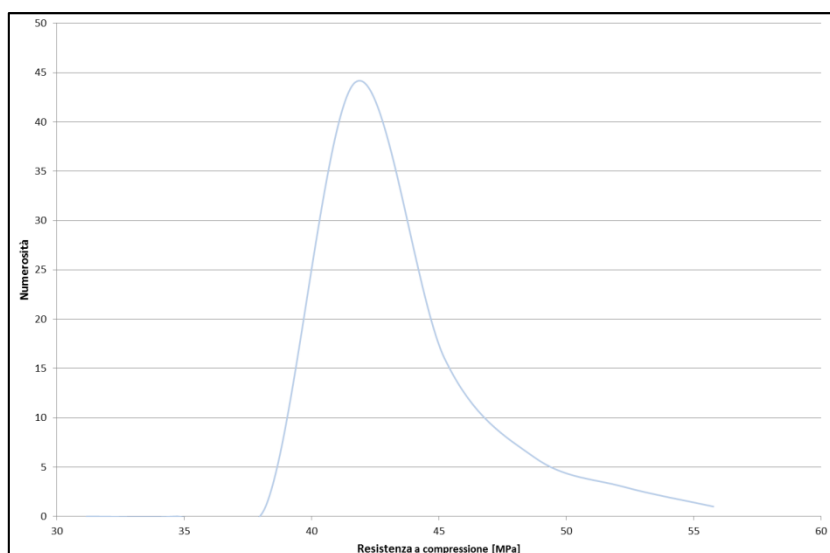


Figura 4.10: Grafico di distribuzione dei valori di resistenza a compressione ottenuti dall'esecuzione delle prove in laboratorio

Già dall'analisi di questi due semplici grafici è possibile capire il motivo per il quale non sia adeguato considerare solamente il valore medio della resistenza come valore significativo ($R_m = 41,70$ MPa), invece, dato ancora più significativo, risulti essere il valore assunto dallo scarto quadratico medio ($s = 3,52$ MPa), valori per cui si ottiene una resistenza caratteristica del materiale di:

- $R_{ck,NTC2008} = R_m - 1,4 s = 36,78$ MPa; questo è il valore valido dal punto di vista normativo (NTC 2008), associato a un valore di $k = 1,4$, assunto fisso a priori;
- $R_{ck,statistico1} = R_m - 1,64 s = 35,93$ MPa; questo è il valore (che risulta essere più basso di quello assunto da normativa), che è associato, dal punto di vista statistico, ad un frattile del 5% (imposto

come valore di riferimento per la definizione della resistenza caratteristica in qualunque normativa), ad un grado di fiducia $\gamma = 0,75$ (generalmente adottato in edilizia) e ad una numerosità del campione molto superiore a quello adottato (tendente all'infinito). In questo caso, il valore assunto da k è 1,64. Questo è il valore relativo, oltretutto, ad una distribuzione Gaussiana normale;

- $R_{ck,statistico2} = R_m - 1,77 s = 35,47$ MPa; questo valore, infine, ancora inferiore, è il valore “reale”, che dal punto di vista statistico dovrebbe essere assunto come riferimento per la definizione della resistenza caratteristica a compressione della popolazione di calcestruzzo in esame. Esso infatti è il valore corrispondente ad un $k = 1,77$, valido per un frattile del 5%, per un grado di fiducia $\gamma = 0,75$ e una numerosità del campione n pari alla numerosità effettiva della popolazione di prova.

Di seguito viene riportato, inoltre, un confronto tra due grafici (fig. 4.11): in giallo è riportata la distribuzione di resistenze ottenute dalle effettive prove sperimentali eseguite, in rosso, invece, la distribuzione Gaussiana normale (con $n = 2000$), stimata sulla base degli stessi valori ottenuti dalle prove sperimentali di $R_m = 41,70$ MPa e $s = 3,52$ MPa.

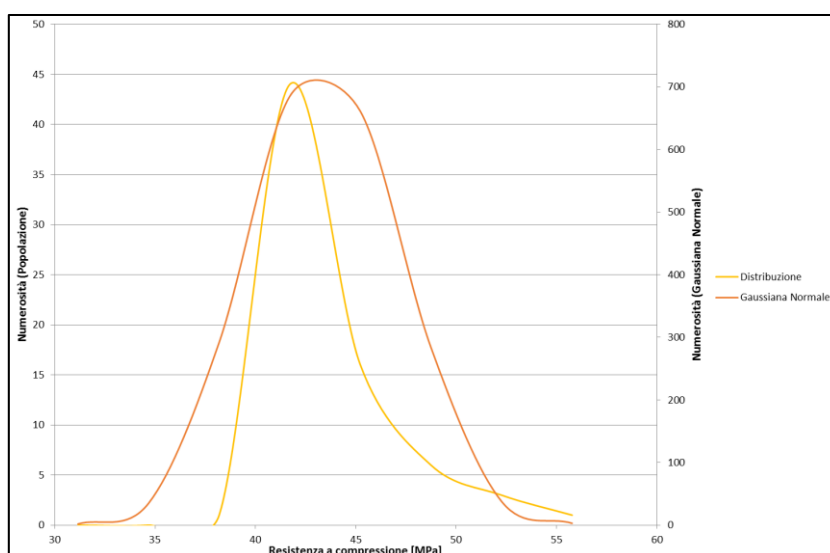


Figura 4.11: Confronto tra la curva di distribuzione dei dati ottenuti dalla esecuzione delle prove sperimentali (colore arancione), e la curva di Gauss normale associata ai valori stimati della popolazione di resistenza media ($R_m = 41,70$) e scarto ($s = 3,52$)

Già a prima vista si notano delle differenze abbastanza marcate tra le due curve, nonostante la curva in rosso, ossia la distribuzione normale di Gauss, sarebbe teoricamente quella ottenibile per la stessa popolazione di calcestruzzi, la cui distribuzione effettiva risulta essere quella in giallo, immaginando di effettuare un numero di prove infinito.

Nel particolar caso preso in esame, sembrerebbe che la distribuzione delle resistenze del calcestruzzo ottenute dalle prove distruttive sia addirittura migliore di quella che si otterrebbe eseguendo un numero di prove infinite; è proprio per questo motivo che la statistica assume un valore di k dipendente dal numero di prove eseguite e non fissato a priori, come invece assume la normativa. Infatti, solamente effettuando un numero infinito di prove è possibile ottenere una distribuzione normale di Gauss a cui, fissato un percentile del 5%, si può assumere valida la formula [4.6] per un valore di $k = 1,64$.

La curva che interpreta bene la distribuzione dei dati (colorata di rosso), quando il numero è molto grande, anzi infinito, è appunto la curva di Gauss, completamente conosciuta quando siano note due sole grandezze: la media e lo scarto quadratico medio (nel caso in esame è stata calcolata “la stima” di R_m e s dei parametri “veri” della popolazione, di cui si possiede solo un numero limitato di osservazioni).

La distribuzione normale gode, appunto, della proprietà che la totalità dei dati (99,73%) è compresa in un intervallo pari a 6 volte lo scarto vero. Nella pratica, questo significa che togliendo 3 volte lo scarto dal valore medio, si ottiene il valore minimo di quella popolazione, aggiungendolo si ottiene il valore massimo. Questa proprietà, invece, in linea di principio, non è valida per una distribuzione ottenuta per una numerosità della popolazione molto bassa, come quella ottenibile mediante le normali prove per il controllo del calcestruzzo valide per normativa.

La stessa considerazione è valida per differenti valori di percentuale di probabilità.

È interessante effettuare così le seguenti considerazioni sulle distribuzioni ottenute:

- Per $k = 1,64$: nella distribuzione normale ottenuta dalla simulazione per $R_m = 41,70$ MPa e $s = 3,52$ MPa con $n=2000$, si ottiene un frattile del 5,45%, circa il limite imposto da normativa per la definizione delle resistenze;
- Per $k = 1,4$: nella distribuzione normale ottenuta dalla simulazione per $R_m = 41,70$ MPa e $s = 3,52$ MPa con $n=2000$, si ottiene un frattile del 8,90%, valore significativamente maggiore del limite imposto da normativa per la definizione delle resistenze;
- Per entrambi i valori di k , nella distribuzione ottenuta dalla sola interpolazione dei valori di resistenza dalle prove in laboratorio, si ottiene un frattile del 0%, ma comunque, una probabilità di ritrovare i valori all'interno dell'intervallo $R_m \pm ks$ di ugualmente circa il 10%, teoricamente in linea con la percentuale di frattile ipotizzabile per i valori dei parametri assunti. Questo risultato è dovuto alle motivazioni espresse in precedenza, riguardanti la discrepanza della distribuzione sperimentale con la distribuzione normale, che, in questo caso, risulta essere "favorevole" per la distribuzione sperimentale, ma questo fatto è puramente dovuto alla casualità e non ad una causalità; anzi, in via teorica, ci saremmo piuttosto aspettati il risultato opposto.

Infine, per i dati sperimentali ottenuti, è possibile ricavare il coefficiente di variazione della resistenza a compressione della popolazione di calcestruzzo esaminato, sintomo della qualità dello stesso: per il calcestruzzo in esame si ottiene un coefficiente di variazione $\delta = 8,4$ %.

4.1.5 Metodo semi-probabilistico agli stati limite

I metodi di controllo e di accettazione dei materiali sono, o almeno dovrebbero essere, strettamente collegati al metodo semi-probabilistico agli stati limite utilizzato per il calcolo e la modellazione delle strutture. Si cerca ora di capirne il motivo e di individuare alcune incongruenze dal punto di vista letterario e normativo riguardo la suddetta relazione.

Il metodo semi-probabilistico agli stati limite, che nel corso del tempo ha superato il criterio delle tensioni ammissibili e il metodo di calcolo a rottura, è un metodo che basa la misura della sicurezza di una struttura sulla presa in esame di tutti gli aspetti del suo comportamento e sulla organizzazione per ciascuno di essi di un metodo di misura che tenga conto di tutte le variabilità e di tutti gli elementi d'incertezza.

La prima esigenza viene soddisfatta istituendo un elenco agli stati limite; la seconda organizzando la misura per quanto possibile sulla base di criteri probabilistici. Si origina così un metodo di misura che viene detto semi-probabilistico (per l'approccio approssimato che si fa dell'aspetto probabilistico) agli stati limite (per la considerazione della condizione estrema che la struttura può raggiungere in ogni suo stato di comportamento). [4]

Si definisce stato limite ultimo uno stato raggiunto il quale la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi non può più svolgere le funzioni o non soddisfa più le condizioni per le quali è stato realizzato; la probabilità di raggiungimento di questo stato viene indicata con P_r (probabilità di rovina).

Gli stati limite si dividono in due categorie: gli stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante o comunque legati al raggiungimento di condizioni estreme; gli stati limite di esercizio, legati alle esigenze d'impiego ordinario e di durata.

Si designa con il termine azione, A , ogni causa o insieme di cause applicate alla struttura, alle quali consegua uno stato di sollecitazione, S .

Si designa con il termine sollecitazione, S , sia la forza o l'insieme di forze (forza normale, taglio, momento flettente, etc.) prodotto dall'azione nella struttura, sia le tensioni conseguenti, sia qualunque altro effetto.

Le azioni A si distinguono in: azioni dirette (carichi permanenti e variabili); azioni indirette (deformazioni impresse); azioni di carattere chimico-fisico.

Infine, si definisce con il termine di resistenza, R , la capacità della struttura di far fronte ad una determinata sollecitazione (che costituisce quindi la domanda imposta alla struttura).

Si dice che la misura di sicurezza è positiva se si può dimostrare che con sufficiente grande probabilità, e per tutte le situazioni che possono manifestarsi per lo stato che si sta considerando, risulta:

$$P \{ S \geq R \} = P_r \quad [4.8]$$

con P_r sufficientemente piccola.

In una struttura, il raggiungimento di uno stato limite può essere provocato dall'intervento concomitante di diversi fattori d'incertezza di carattere aleatorio derivanti da:

- L'incertezza dei valori assunti dal progettista per le resistenze dei materiali impiegati (valori necessariamente estratti da una serie di valori più o meno dispersi);
- L'incertezza riguardante le azioni applicate, soprattutto in relazione all'impossibilità di definirle con esattezza per l'intera vita prevista della struttura;
- La variabilità delle dimensioni geometriche delle sezioni e della struttura;
- La divergenza esistente tra i valori effettivi delle sollecitazioni e quelli derivanti dal calcolo.

L'obiettivo delle misure di sicurezza è quello di mantenere la probabilità P_r di raggiungimento dello stato limite che si sta considerando minore o uguale al valore prefissato, in relazione al tipo di costruzione preso in esame, alla sua influenza sull'incolumità delle persone, ai danni alle cose ed alla durata di esercizio prevista.

Siano pertanto S e R le due grandezze variabili aleatorie che costituiscono le resistenze e la sollecitazione in un determinato stato; si possono distinguere 3 metodi differenti per effettuare la misura della sicurezza nei confronti di tale stato: il metodo esatto, il metodo dei funzionali estremi e il metodo dei valori estremi.

Il metodo semi-probabilistico agli stati limite rientra nel caso del metodo dei valori estremi, che, ipotizzata l'indipendenza delle due variabili S e R , ciascuna funzionalmente dipendente da determinate grandezze x_i e y_j rispettivamente, si determinano i due valori R_d (di progetto) e S_k (caratteristico) dai quali si ricava:

$$\text{- il valore del fattore di sicurezza: } \gamma = R_d / S_k \quad [4.9]$$

$$\text{- il valore del margine di sicurezza: } \mu = R_d - S_k \quad [4.10]$$

assumendo per ciascuna grandezza x_i e y_j un valore estremo sulla base di una fissata probabilità:

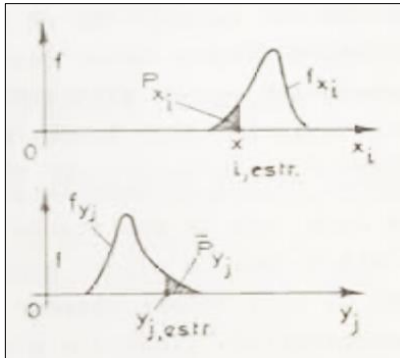


Figura 4.12: Valori estremi di x_i e y_j

$$P_{x_i} = P \{ x_i \leq x_{i,estremo} \} = F_{x_i}(x_{i,estremo}) \quad [4.11]$$

$$P_{y_j} = P \{ y_j \leq y_{j,estremo} \} = 1 - F_{y_j}(y_{j,estremo}) \quad [4.12]$$

Sulla base delle prefissate probabilità di P_{x_i} e P_{y_j} è impossibile determinare il valore della probabilità P_r , ma si ha la possibilità di separare le diverse cause d'incertezza e di assumere per ciascuna di esse un livello di rischio differenziato.

Pertanto, il metodo semi-probabilistico agli stati limite copre i diversi fattori di incertezza come segue:

- 1) si assumono valori caratteristici (indice k):
 - per le resistenze dei materiali impiegati;
 - per le azioni applicate;
 ciascuno di tali valori essendo determinato in funzione della probabilità, fissata a priori, che i valori effettivi possano risultare inferiori o superiori ai valori prescelti;
- 2) si coprono i restanti fattori d'incertezza trasformando i valori caratteristici in valori di progetto (indice d), mediante l'applicazione di adeguati coefficienti; precisamente, i valori di progetto delle resistenze dei materiali si ottengono dividendo i corrispondenti valori caratteristici per i coefficienti γ_m maggiori o uguali alla unità, mentre i valori delle sollecitazioni si ottengono a partire dai corrispondenti caratteristici utilizzando coefficienti moltiplicatori γ_f , maggiori o anche inferiori dell'unità.

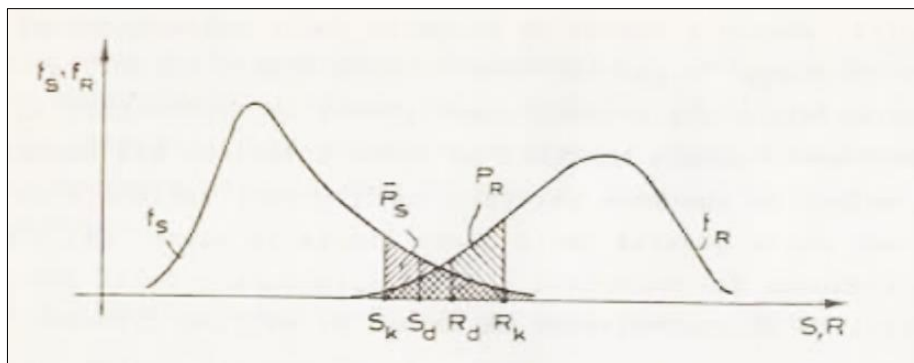


Figura 4.13: Misura della sicurezza, facendo riferimento al caso che la resistenza della struttura sia proprio espressa dalla resistenza a rottura del materiale e che la sollecitazione sia espressa dalla corrispondente tensione prodotta dalle azioni applicate

$$P_S = P \{ S > S_k \} \quad ; \quad P_R = P \{ R \leq R_k \}$$

$$S_d = \gamma_f S_k \quad ; \quad R_d = R_k / \gamma_m$$

Per quanto concerne i valori dei coefficienti di sicurezza delle sollecitazioni γ_f si ha che:

- per gli stati limite di esercizio, assumendo per P_{x_i} e P_{y_j} valori intorno al 5%, risultano per P_r valori intorno al $10^{-2} - 10^{-3}$, corrispondenti in genere a $\gamma_f = 1$;
- per gli stati limite ultimi, per ottenere valori molto più piccoli di P_r , intorno al $10^{-5} - 10^{-6}$, od anche minori, il valore di P_{x_i} viene ridotto intorno al 5‰ o meno, e si assumono mediamente per γ_f valori compresi fra 1,3 e 1,5.

Si consideri ora invece cosa accade alle resistenze.

Come si è già ampiamente spiegato, i valori caratteristici delle resistenze dei materiali R_k sono per definizione quelli che presentano una probabilità prefissata P_R di essere minorati. Per determinarli, si ammette che la statistica dei valori rilevati in n prove di laboratorio sia descrivibile da una statistica Gaussiana, o normale, N (media, scarto).

Pertanto i valori caratteristici delle resistenze sono definite dalle relazioni:

$$R_k = R_m - k s$$

$$R_k = R_m (1 - k \delta)$$

Mediante tavole normali riportate nei comuni testi di statistica, si può formare la tabella 4.8, che traduce numericamente la seguente relazione: $P_R = F_R(R_k) = 1 - F_u(k)$, dove u è la variabile aleatoria normale standardizzata $N(0,1)$.

Tabella 4.8: Valori di k in funzione di probabilità fissate P_R

P_R	k
5%	1,645
1%	2,323
5‰	2,576
1‰	3,090

Poiché si assegna a P_R il valore del 5%, dovrebbe risultare per k il valore di 1,645.

Tuttavia, essendo il numero delle prove limitato, tale valore dovrebbe essere adeguatamente incrementato in relazione al grado di fiducia con il quale si desidera definire R_k . Utilizzando i metodi della statistica, per un grado di fiducia del 90%, risultano al variare di n i valori di k indicati nella tabella 4.9. Pertanto, con un numero di prove $n < 30$ (in realtà anche molto maggiore) si può affermare che vi è al massimo il 10% di probabilità che il frattile inferiore R_k (di probabilità $P_R = 5\%$) calcolato con le formule sopra espresse, sia inferiore all'effettivo frattile inferiore 5% della resistenza.

Tabella 4.9: Valori assunti da k , in funzione delle n prove effettuate

n	10	12	14	16	18	20	23	26	30
k	2,14	2,07	2,02	1,98	1,95	1,93	1,90	1,88	1,64

A questo punto, definita in questo modo la resistenza caratteristica, è possibile definire i valori di resistenza di progetto R_d , mediante la seguente relazione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad [4.13]$$

Dove si può riconoscere che γ_m è funzione di due coefficienti $\gamma_m^{(1)}$ e $\gamma_m^{(2)}$, che tengono rispettivamente conto della possibile riduzione della resistenza del materiale in opera, rispetto a quella risultante in laboratorio, e delle riduzioni che possono aversi per le altre cause non prese in conto con $\gamma_m^{(1)}$ (ad esempio, difetti locali). Nella pratica si utilizza un solo coefficiente γ_m al quale si attribuiscono i valori della tabella 4.10 per gli stati limite di esercizio in ogni caso, e per gli stati limite ultimi solo se i rispettivi coefficienti di variazione δ non risultano superiori a 0,12 per l'acciaio e a 0,23 per il calcestruzzo, valori comunque molto elevati.

Tabella 4.10: Valori assunti dal coefficiente di sicurezza γ_m da acciaio e calcestruzzo

	Acciaio		Calcestruzzo	
	Non controllato in stabilimento	Controllato in stabilimento	Prefabbricato (rigorosamente controllato e dosato)	In cantiere o in stabilimento (con normali controlli)
Stati limite di esercizio	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_c = 1$	$\gamma_c = 1$
Stati limite ultimi	$\gamma_s = 1,32$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_c = 1,40$	$\gamma_c = 1,50$

Qualora le limitazioni sopra indicate non siano rispettate, i coefficienti γ_m si dovrebbero calcolare per entrambi i materiali in base alla formula seguente:

$$\gamma_m = \frac{1 - 1,645 \delta_m}{1 - 2,576 \delta_m} \quad [4.14]$$

Questa relazione discende dal fatto che negli stati limite ultimi i valori di progetto delle resistenze vengono fatti corrispondere alla probabilità del 5‰ di essere minorati; pertanto in base alla tabella 4.10 a tale valore di P_R corrisponde il valore di $k_d = 2,576$. Pertanto, si ottiene γ_m dalla definizione di resistenza di progetto mediante la seguente formula:

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} = \frac{R_m (1 - k\delta)}{R_m (1 - k_d\delta)} = \frac{(1 - k\delta)}{(1 - k_d\delta)} = \frac{1 - 1,645 \delta_m}{1 - 2,576 \delta_m}$$

Infatti, inserendo all'interno della formula qui espressa i valori limite troviamo:

- per acciaio: $\delta_s = 0,12 \rightarrow \gamma_s = 1,16$
- per calcestruzzo: $\delta_c = 0,23 \rightarrow \gamma_c = 1,53$

Nella realtà, per quanto riguarda il calcestruzzo, il coefficiente di variazione δ_c è quasi sempre di molto inferiore a $\delta_c < 0,23$, e si aggira per i calcestruzzi di buona fattura ai giorni d'oggi intorno a $\delta_c = 0,05 \div 0,10$; pertanto il fattore di sicurezza è forse anche troppo elevato per gli standard di oggi.

Ad esempio, calcolando attraverso la [4.14] il valore che assumerebbe γ_m per un calcestruzzo di buona fattura con $\delta_c = 0,10$ si otterrebbe:

$$\gamma_m = \frac{1 - 1,645 \delta_m}{1 - 2,576 \delta_m} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,10}{1 - 2,576 \cdot 0,10} = 1,13$$

Come si può notare questo valore risulta essere molto più basso di quello imposto da normativa.

4.1.6 Conclusioni: la "qualità" strutturale e le contraddizioni normative

Per qualità strutturale si vuole intendere, a questo punto, con significati differenti da quanto generalmente codificato, la proprietà di un calcestruzzo di contenere la dispersione delle resistenze meccaniche entro un certo limite molto basso: si può parlare del 5-10%. [3]

Infatti una stessa produzione può essere diversamente giudicata a seconda della dispersione, pur avendo lo stesso valore medio (fig. 4.14); viceversa, è possibile rispondere a valori caratteristici imposti, agendo sul contenimento delle dispersioni, anziché sull'innalzamento dei valori medi (fig. 4.15).

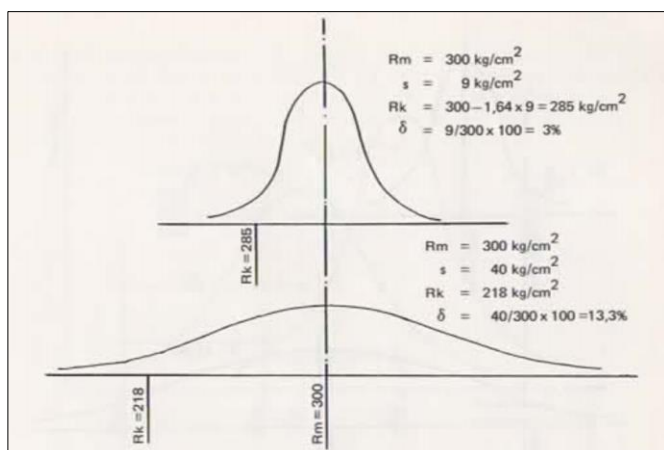


Figura 4.14: Produzione con stesso valor medio

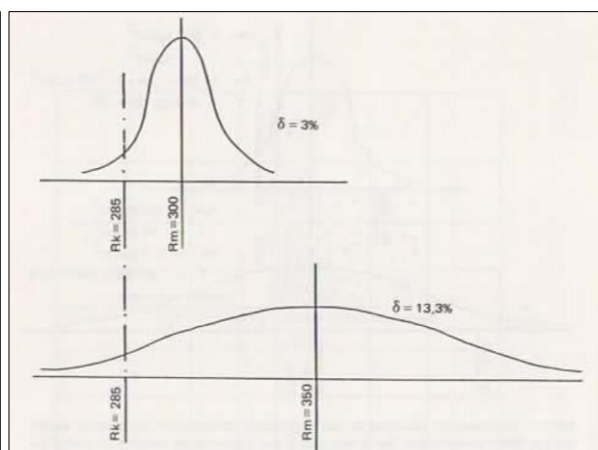


Figura 4.15: Produzione con stessa resistenza caratteristica

La riduzione della dispersione ha in sé molti significati: può essere intesa come razionalizzazione del processo di produzione (riduzione degli scarti) o, anche, come elemento promozionale (prodotto con marchio di qualità, con prestazioni cioè garantite), o come strumento di più chiara quantificazione della sicurezza statica.

I fattori su cui si può agire per ottenere un prodotto più costante sono diversi: si possono effettuare più verifiche sui cementi in ingresso; si può controllare meglio la distribuzione granulometrica dell'aggregato; si può controllare l'umidità dell'aggregato (in impianti moderni, infatti, è possibile effettuare in automatico la misura dell'umidità e quindi variare l'acqua aggiunta all'impasto per compensare eventuali variazioni di umidità); si può utilizzare un pre-miscelatore che misceli i diversi costituenti prima di essere introdotti in betoniera. Ovviamente questi (ed altri) provvedimenti che consentono di ottenere un prodotto più omogeneo comportano maggiori costi.

La correlazione tra fattore di sicurezza e dispersione è, oltre ad averlo dimostrato nel paragrafo precedente, d'altra parte molto intuitiva: si è infatti portati a dare maggiore fiducia ad un materiale omogeneo, prodotto con metodi industriali, piuttosto che artigianali.

Questa fiducia si potrà tradurre in un futuro con l'impiego di minimi coefficienti di sicurezza, cioè con maggiore sfruttamento del materiale.

Come il contenimento della dispersione dimostri tutta la sua influenza sulla sicurezza può ancora essere evidenziato dal raffronto delle curve di distribuzione di S (sollecitazioni) e R (resistenze), tracciate in figura 4.16; l'evento indesiderato, il crollo, il fuori servizio, può avvenire nell'area di sovrapposizione delle sollecitazioni e delle resistenze.

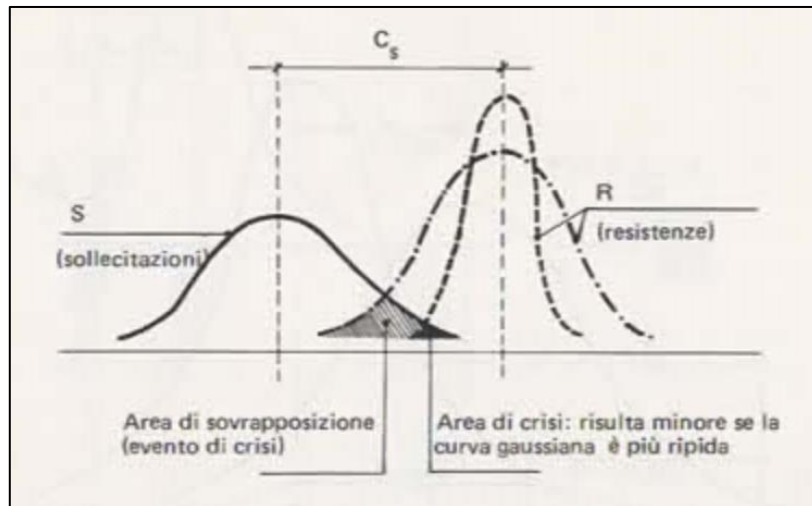


Figura 4.16: L'area di sovrapposizione delle due Gaussiane rappresenta la possibilità dell'evento di crisi. Tale area può risultare minore se le dispersioni sono contenute. Il coefficiente di sicurezza risulta in questo modo correlato dalla qualità, intesa come dispersione

La riduzione degli scarti, ovvero il contenimento delle dispersioni, può ridurre tale area ed in pratica aumentare il fattore di sicurezza. La qualità, pertanto, induce a meglio definire i margini di sicurezza.

Bisogna allo stesso tempo fare attenzione che, se è vero che i coefficienti di sicurezza forse sono troppo elevati, la loro riduzione deve essere effettuata con criterio e forse a volte risulta azzardata e non sarebbe male pensare di mantenere i vecchi coefficienti, con la differenza che oggi, quei coefficienti sono di consapevolezza e non di ignoranza; infatti è necessario al giorno d'oggi tenere conto anche dei fattori di invecchiamento della struttura, nella quale i materiali non potranno garantire per sempre le caratteristiche meccaniche provate in laboratorio al tempo t_0 .

Tuttavia una costante ricerca per la riduzione del coefficiente di variazione della resistenza materiale, e in particolare del calcestruzzo, per garantire al materiale una maggiore qualità e allo stesso tempo garantire alla struttura un maggior margine di sicurezza, porta ad evidenziare il fatto come le normative che ne dovrebbero garantire l'accettazione risultino, in alcuni casi, incongruenti rispetto ai criteri sui quali si dice siano basate, e, in altri, del tutto obsolete.

Si procede dunque all'espressione di alcuni di questi aspetti critici.

1. Innanzitutto, dato che le formule sull'accettazione del calcestruzzo sono basate su un dato statistico, si potrebbe cominciare col domandarsi perché il "prelievo", cioè il dato osservato, debba essere la media di due provini e non il singolo dato sperimentale, il quale, per l'appunto, dovrebbe essere la base per la definizione delle caratteristiche dei materiali, anche accettando i difetti, o eccessi, dello stesso, non in qualche modo cercando di escluderli o di mediarli; al massimo sarebbe più sensato, nel solo caso in cui si riscontri, invece, un errore nell'esecuzione della prova, segnalare lo stesso, motivarlo ed eliminarne il risultato, non perché il difetto fosse del materiale, ma perché l'errore è stato umano o della macchina.

In ogni caso, il controllo statistico ha proprio in sé il presupposto di verificare e quantificare, per mezzo di parametri, come lo scarto, l'effettivo standard produttivo e soprattutto la valutazione statistica tiene conto non solo delle variazioni di produzione, ma anche degli errori di prova, della macchina, dell'uomo, oltre che delle caratteristiche intrinseche del materiale.

Se si elaborano medie, ovviamente, eliminiamo in parte e falsiamo il dato oggettivo: è chiaro che elaborare due valori distinti o la loro media sia differente.

2. Il controllo di accettazione, come espresso nel capitolo 11.2.5 delle NTC 2008 e similmente in altre normative, a seconda della quantità di getto del calcestruzzo, prevede due tipi di controllo. Nel controllo di tipo B, con $n > 15$, è previsto il controllo “statistico”, mentre in quello di tipo A è “spannometrico”.

Quando i dati sperimentali iniziano ad avere una certa consistenza, una volta accettata la distribuzione come normale, scelto l’intervallo di protezione, 0,90 (frattile 5%) ed il grado di fiducia (probabilità che in quell’intervallo sia incluso appunto un’alta percentuale di quei valori), si ha la relazione:

$$R_k = R_m - k s$$

Dove k rimane matematicamente determinato al variare di n . Già questa di per sé, è un’approssimazione che si fa fatica ad accettare; inoltre il valore assunto da k è un valore assiomatico assunto pari a 1,4, quando invece, secondo il metodo statistico anche per n prove tendenti all’infinito questo valore non potrebbe scendere oltre il valore di 1,64.

Questo valore molto basso di k in qualche modo compensa la sovrastima del coefficiente di sicurezza γ_c delle resistenze di progetto agli stati limite ultimi che è sovrastimato fino a coefficienti di variazione pari a $\delta = 0,23$; ma in ogni caso questi due valori dovrebbero essere in qualche modo indipendenti in quanto uno si riferisce alla resistenza caratteristica, quindi legato alle verifiche in esercizio, mentre il secondo alle resistenze di progetto legate alle verifiche agli stati limite ultimi (anche se sono comunque poi correlati dalla formula [4.14] precedentemente espressa al capitolo 4.1.5).

Inoltre questa relazione, di fatto per come è definita la tipologia di controllo, ossia su base statistica, non dovrebbe essere surrogata da una relazione complementare invece presente in normativa, ossia:

$$R_m > R_k - 3,5 \text{ MPa}$$

In quanto ciò è in contrasto con il dichiarato controllo di tipo statistico.

In qualche modo questo è giustificato in quanto la verifica della disuguaglianza è relativa al controllo di accettazione della R_k ; ma il confronto tra due quantità dovrebbe avvenire con lo stesso criterio, in questo caso con quello dichiarato, ossia statistico.

3. Per quanto concerne i controlli di tipo A, invece, essi si basano su un principio “spannometrico”, dove il valore della “spanna” è di 3,5 MPa indipendentemente dal valore di R_k , sia modeste che molto alte.

Si riporta di seguito un esempio per capire come questo tipo di controllo accetta al suo interno un controsenso, soprattutto in riferimento al concetto di qualità del calcestruzzo precedentemente introdotto, ossia alla sua proprietà di mantenere la dispersione della resistenza entro limiti sempre più bassi (la qualità della produzione non consiste nei livelli, ma nella costanza e quindi nella omogeneità del materiale).

Ad oggi, infatti, la produzione del calcestruzzo ha compiuto e sta tuttora facendo significativi passi in avanti, tanto che la produzione in stabilimento di un calcestruzzo di ottima qualità ha dispersioni delle resistenze inferiori al 5%.

Si immagini dunque di avere un calcestruzzo con $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$; la continuità del processo, la costanza dei componenti, un oculato rapporto acqua-cemento, etc., consentono di contenere lo scarto quadratico medio tanto che $s = 1 \text{ MPa}$, e la dispersione vale $\delta = 3,74 \%$, per una $R_{cm} = 26,7 \text{ MPa}$.

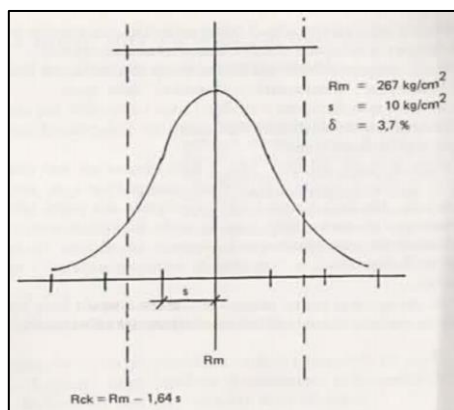


Figura 4.17: Distribuzione delle resistenze per un'ottima produzione di calcestruzzo

In pratica, come si vede dalla figura 4.17, tutta la popolazione è compresa fra il limite inferiore di 25 MPa e il limite superiore di 28,4 MPa.

Mentre il controllo di tipo B è sempre verificato, mai potrà esserlo quello di tipo A, in quanto la media di tre prelievi sarà sempre inferiore alla resistenza caratteristica aumentata di 3,5 MPa, ossia 28,5 MPa che corrisponde in questo caso al limite superiore della distribuzione. Anzi, lo sarà anche ogni singolo prelievo, ad eccezione di 5 su 100.

4. Oltre ad esserci una discrepanza tra i valori che la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo dovrebbe assumere dal punto di vista statistico e quello che dovrebbe assumere dal punto di vista normativo, come già ribadito in precedenza, vi è una discrepanza e una differenza anche tra differenti normative. La tabella 4.11 riporta, pertanto, i valori di resistenza caratteristica di riferimento assunti dalle differenti normative.

Tabella 4.11: Valori di resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo secondo le differenti normative.

Normativa	Controlli di tipo A	Controlli di tipo B
NTC 2008	$R_{ck} = R_{cm} - 3,5 \text{ MPa}$	$R_{ck} = R_{cm} - 1,4 \cdot s$
EN 206-1:2006	$R_{ck} = R_{cm} - 4 \text{ MPa}$	$R_{ck} = R_{cm} - 1,48 \cdot s$
EN 13791:2007	$R_{ck} = R_{cm} - 4 \text{ MPa}$	$R_{ck} = R_{cm} - 1,48 \cdot s$

Inoltre la normativa EN 13791 è l'unica a inserire un ulteriore coefficiente del valore di 0,85, definito per ridurre il valore di resistenza della classe di resistenza dei calcestruzzi rispetto alla minima resistenza caratteristica in-situ: infatti, ammette che la resistenza a compressione in-situ possa essere inferiore di quella misurata in provini standard, presi dallo stesso lotto di calcestruzzo. Inoltre afferma che questo coefficiente risulta poi essere parte del coefficiente γ_c presente nell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1), e descritto nel capitolo 4.1.5 di questo elaborato.

Nella realtà, nella normativa, fino al Decreto ministeriale del 9 gennaio 1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", il coefficiente k , per la determinazione della resistenza caratteristica, veniva assunto pari al valore statisticamente accettato di 1,645; solamente in seguito, questo valore è stato abbassato fino ad 1,40, valore che risulta essere figlio di una formulazione semi-empirica proposta dal *fib* Model Code, che garantisce un margine di errore più ampio nella produzione del calcestruzzo.

4.2 Prove di trazione delle barre d'acciaio

Riferimento normativo: UNI EN 15630-1

Descrizione e generalità

Scopo della prova è la determinazione dei valori di snervamento e di rottura, nonché dell'allungamento percentuale a rottura su barre di acciaio per conglomerati cementizi armati. [1]

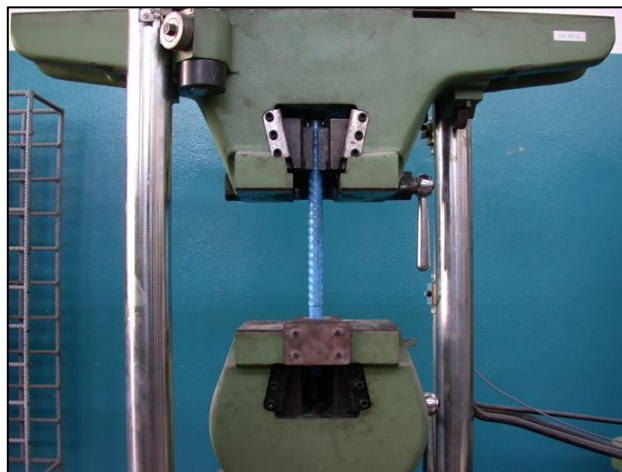


Figura 4.18: Prova di trazione su barre d'acciaio

Condizioni operative

I provini per la prova di trazione sui metalli hanno un tratto a sezione costante all'interno del quale viene individuato un tratto utile di lunghezza L_0 a cui si fa riferimento durante la prova.

Possono essere a sezione circolare di diametro d_0 , oppure a sezione rettangolare.

Un parametro importante è il rapporto tra lunghezza del tratto utile e le dimensioni della sezione trasversale (normalmente pari a 5 o 10 nel caso di sezione circolare).

La parte a sezione uniforme è raccordata alle teste del provino, che consentono il collegamento alla macchina di trazione (le teste possono essere filettate, lisce o con spallamento, in funzione dei dispositivi di afferraggio).

Per le dimensioni utili alla prova a seconda della forma del provino si rimanda alla figura 4.19.

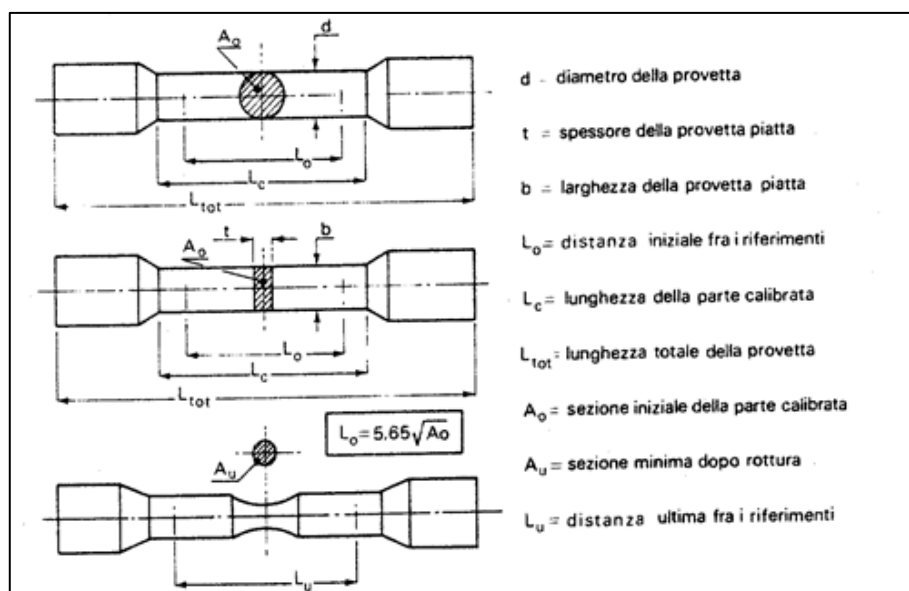


Figura 4.19: Dimensioni utili del provino di acciaio in funzione della sua forma

Procedura

Lo sperimentatore, con l'uso della spazzola metallica, mette in evidenza il marchio presente sulla barra e lo raffronta con quelli contenuti nell'elenco dei produttori, elenco messo a disposizione dal Ministero delle Infrastrutture. La barra della lunghezza di almeno 1.05 metri, viene pesata e misurata in lunghezza con accuratezza del mm. Con l'impiego della tranciatrice dalla barra viene tagliata una provetta di circa 60 cm che servirà per la prova di trazione, la parte restante per la prova di piega. La barretta viene tacchettata per tutta la sua lunghezza ogni cm.

Si accende la macchina e si posiziona la barretta tra le ganasce, precedentemente scelte in base al diametro della barra, si serrano le stesse e si chiude il circuito dell'olio posizionando l'incremento di carico con l'orologio manopola posto sul quadro di comando della macchina.

Inizia la fase elastica che si esaurisce con il raggiungimento del carico di snervamento (esso è evidenziato con un arresto dell'incremento della forza che in breve e dopo qualche oscillazione riprende a salire, mentre sul grafico è caratterizzati dal classico andamento orizzontale) Il valore, immediatamente prima della ripresa di incremento individua lo Snervamento Totale.

Finita la fase di snervamento e con l'inizio della fase plastica, lo Sperimentatore può aumentare il carico di forza agendo sulla manopola posta sul quadro comando, fino alla rottura della barretta. Il valore massimo letto alla macchina, corrisponde al valore di Rottura totale.

Risultati di prova

La figura 4.20 mostra la curva tipica di trazione di un acciaio dolce. In questa curva si individuano il tratto iniziale lineare o pressochè lineare (zona delle deformazioni elastiche recuperabili), il tratto della deformazione plastico oltre lo snervamento e il tratto decrescente oltre il carico massimo (zona della strizione, dove la deformazione si localizza e la sezione resistente diminuisce progressivamente).

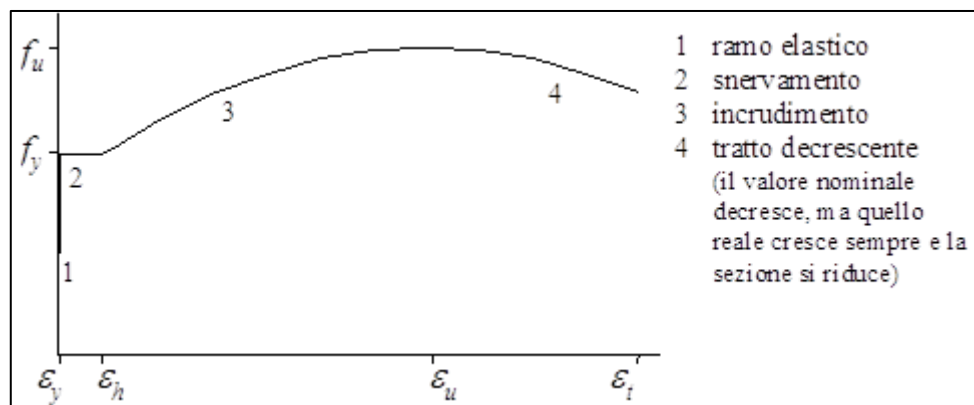


Figura 4.20: Grafico di trazione di un acciaio dolce

È possibile distinguere chiaramente il valore di carico di snervamento e quello di rottura. Il carico di snervamento è un parametro di progetto molto importante per i materiali metallici; infatti indica il valore di sforzo al di sopra del quale il materiale passa da un comportamento sostanzialmente elastico a quello plastico. Le norme e i codici di progetto delle strutture fanno riferimento a questa grandezza per definire la resistenza dei metalli.

Per sforzi superiori allo snervamento il metallo subisce invece una deformazione plastica e la curva ha un andamento crescente fino al carico massimo (la deformazione plastica provoca l'incrudimento del materiale metallico). In questa zona la deformazione plastica avviene con conservazione del volume totale, per cui all'allungamento del tratto utile corrisponde una contrazione laterale del provino e quindi una

diminuzione della sezione resistente del provino. Lo sforzo reale applicato al provino è quindi superiore a quello nominale, calcolato sulla base della sezione iniziale del provino.

Nella parte finale della curva, infine, aumentando la deformazione, lo sforzo nominale diminuisce, cioè il materiale apparentemente oppone una minore resistenza alla deformazione. Questo è dovuto all'insorgere del fenomeno della strizione: la deformazione si localizza in una zona ristretta del provino e dà luogo a una notevole diminuzione dell'area della sezione resistente. Questo fenomeno ha luogo perché in corrispondenza del carico massimo si crea una condizione locale di instabilità e all'interno del materiale si genera una concentrazione di sforzi che favorisce la formazione di microvuoti, che si accrescono e coalescono portando alla rottura del materiale.

La superficie di rottura è caratterizzata da fossette (*dimples*) formate dalla rottura dei ponti tra i microvuoti.

Per il calcolo dei valori ricavabili da una prova a trazione si fa riferimento ai seguenti parametri.

Il diametro D della barra viene misurato con il calibro ed espresso in mm.

L'area della sezione della barra tonda liscia equipesante A_{eq} , per barre ad aderenza migliorata e necessaria al calcolo dei valori delle tensioni di snervamento e di rottura, viene calcolata con la seguente formula:

$$A_{eq} = \frac{m}{\rho \cdot L_{iniziale}} \cdot 10^4 \quad [4.15]$$

Dove:

- A_{eq} : area della barra tonda liscia equipesante [mm²]
- m : peso della barra [kg]
- $L_{iniziale}$: lunghezza della barra [dm]
- ρ : densità dell'acciaio pari a 7,85 kg/dm³ (come indicato dal D.M. 14/01/2008)

Noto il valore dell'area della sezione equipesante, si calcola il diametro riferito a tale sezione, D_{eq} , attraverso la seguente formula:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{eq}}{\pi}} \quad [4.16]$$

La tensione di snervamento, f_y [N/mm²], è data dall'equazione:

$$f_y = \frac{F_{eH}}{A_{eq}} \quad [4.17]$$

in cui:

- F_{eH} : carico di snervamento superiore [N]
- A_{eq} : area della barra tonda liscia equipesante [mm²]

La tensione di rottura, f_t (o anche R_m) [N/mm²], è data dall'equazione:

$$f_t = \frac{F_m}{A_{eq}} \quad [4.18]$$

in cui:

- F_m : carico massimo prima della rottura [N]
- A_{eq} : area della barra tonda liscia equipesante [mm²]

L'allungamento percentuale totale sotto carico massimo, A_{gt} [%], può essere dedotto dal diagramma carico-allungamento eventualmente prodotto, se richiesto all'inizio della prova, determinando il valore di deformazione ottenuta prima che il carico diminuisca più del 0,5% dal relativo valore massimo o viene calcolato in riferimento alla seguente formula:

$$A_{gt} = \frac{\Delta L_m}{L_e} 100 \quad [4.19]$$

in cui:

- ΔL_m : allungamento sotto carico massimo, dato fornito dall'estensimetro [mm]
- L_e : lunghezza di base dell'estensimetro, da porre almeno pari a 5 volte il diametro [mm]

Qualora si proceda alla determinazione del valore dell'allungamento, A_{gt} [%], con metodo manuale dopo la frattura, il valore viene calcolato con la seguente formula (indicata al punto 5.3 della UNI EN ISO 15630-1):

$$A_{gt} = A_g + \frac{R_m}{2000} \quad [4.20]$$

in cui:

- R_m : resistenza a trazione pari al valore di f_t [N/mm²]
- A_g : allungamento percentuale non proporzionale sotto carico massimo [mm], calcolato in riferimento alla seguente formula (appendice H della UNI EN 10002-1):

$$A_g = \frac{L'_u - L'_0}{L'_0} \quad [4.21]$$

Dove:

- L'_0 : distanza iniziale tra i riferimenti di 100 mm
- L'_u : lunghezza finale tra i riferimenti dopo la rottura [mm]

Infine, ai fini della validità della prova e della misura di A_g , vanno verificate e rispettate le seguenti distanze (fig. 4.21):

- r_2 : distanza minima tra la frattura e il tratto di misura = [valore massimo (50mm ; 2D)]
- r_1 : distanza minima fra la ganasce e il tratto di misura = [valore massimo (20mm ; D)]

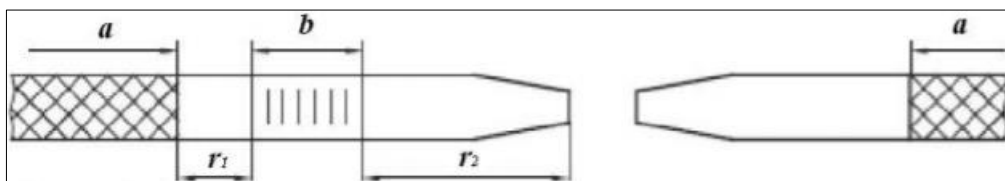


Figura 4.21: Distanze minime da rispettare per garantire la validità della prova

In caso di disputa la norma indica come metodo di riferimento da applicare quello manuale e nel caso la frattura della barra avvenga a distanza minore di r_1 dalle ganasce, la prova può essere ritenuta non valida.

4.2.1 Identificazione e tracciabilità dei prodotti qualificati

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a sé stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo e, dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marchiatura dichiarate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

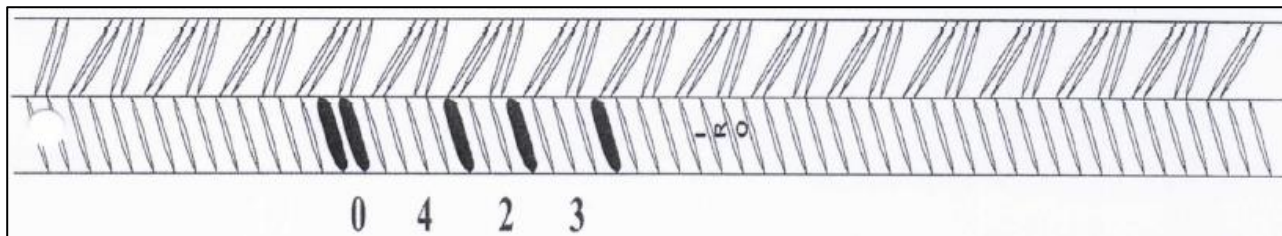


Figura 4.22: Esempio di Marcatura Ministeriale, obbligatoria per gli acciai per calcestruzzo armato, presente in ciascun certificato delle barre per calcestruzzo armato

4.2.2 Acciaio per calcestruzzo armato, controlli e accettazione secondo le NTC 2008

L'acciaio per cemento armato B450C (laminato a caldo, ad alto grado di duttilità), e ugualmente l'acciaio B450A (laminato a freddo, a basso grado di duttilità), sono caratterizzati dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

- Tensione nominale di snervamento: $f_{y,Nom.} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione nominale di rottura: $f_{t,Nom.} = 540 \text{ N/mm}^2$

Inoltre l'acciaio B450C, deve rispettare i valori riportati nella tabella 4.12 seguente (leggermente diversi da quelli dell'acciaio B450A):

Tabella 4.12: Tabella requisiti da rispettare per acciaio per calcestruzzo armato B450C

CARATTERISTICHE		REQUISITI	FRATTILE [%]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,Nom.}$	5,0
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,Nom.}$	5,0
Rapporto	f_{tk}/f_{yk}	$1,15 \leq x < 1,35$	10,0
Rapporto	$f_{yk}/f_{y,Nom.}$	$\leq 1,25$	10,0
Allungamento	A_{gt}	$\geq 7,5 \%$	10,0
Diametro del mandrino utilizzato per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento per almeno di 20° senza cricche		$\Phi \leq 12 \text{ mm}$:	4 Φ
		$12 \text{ mm} \leq \Phi \leq 16 \text{ mm}$:	5 Φ
		$16 \text{ mm} < \Phi \leq 25 \text{ mm}$:	8 Φ
		$25 \text{ mm} < \Phi \leq 40 \text{ mm}$:	10 Φ

4.2.2.1 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti vale quanto indicato al capitolo 11.3.1.4 delle NTC 2008.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al capitolo 11.3.1.5 delle NTC 2008.

Le barre sono caratterizzate dal diametro $\varnothing$ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

Gli acciai B450C possono essere impiegati in barre di diametro $\varnothing$ compreso tra 6 e 40 mm.

Per gli acciai B450A il diametro $\varnothing$ delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\varnothing \leq 16$ mm per B450C e fino a $\varnothing \leq 10$ mm per B450A.

4.2.2.2 Qualifica del prodotto

Gli acciai per essere impiegati devono essere qualificati. Per esserlo devono provenire da acciaierie che hanno ricevuto da parte del Consiglio Superiore dei LL.PP. l'attestato di qualificazione. In detto certificato è riportato il nome dell'acciaieria, lo stabilimento di produzione, il marchio, la saldabilità, il diametro, se si tratta di barre o di rotoli, etc. (catalogo schede sul sito web del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti).

4.2.2.3 Controllo di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori. È opportuno che gli stessi siano effettuati prima della messa in opera del lotto di spedizione e comunque entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale. Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni (di 1,30 m, come solitamente richiesto), marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento.

In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti. Qualora la fornitura di elementi sagomati o assemblati provenga da un centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato che esso abbia i requisiti previsti dal D.M. 14/01/2008, si potrà recare presso il medesimo centro dove, il Direttore Tecnico del Centro di Trasformazione, preleverà i campioni da inviare presso un laboratorio autorizzato secondo le disposizioni dello stesso Direttore dei Lavori, munendoli di sigle, etichettature indelebili, etc., che assicurino che essi sono effettivamente quelli prelevati.

Se i tre risultati della prova soddisfano i valori indicati nella tabella 4.12, il lotto consegnato è da considerarsi conforme. Se ciò non accadesse, il lotto va considerato conforme solo se la media di 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori saranno compresi tra il valore minimo ed il valore massimo sopra riportati. Il prelievo di questi ulteriori 10 provini va fatto alla presenza del produttore o suo rappresentante, che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove in Laboratorio.

Se anche in questo caso il lotto non risultasse conforme, deve essere respinto ed il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici.

4.2.2.4 Reti e tralicci elettrosaldati

Vanno effettuate le prove di trazione, piegamento e distacco al nodo su entrambi i fili delle reti - se di diametro o di acciaieria diverse - e sui correnti dei tralicci, verificando che la rottura avvenga al di fuori dei punti di saldatura.

Le reti ed i tralicci realizzati con acciaio B450 C hanno un diametro compreso tra 6 e 16 mm, mentre quelli realizzati con acciaio B450 A hanno diametro compreso tra 5 e 10 mm. Per effettuare le prove sono necessari 3 campioni di 120 x 120 cm per le reti e tre campioni di 150 cm di lunghezza per i tralicci (dimensioni richieste da gran parte dei Laboratori ALP).

4.2.3 Caso di studio: prove di trazione su barre d'armatura di edificio in Via A. Mario

La prova di trazione delle barre d'armatura è stata eseguita in laboratorio su una serie di campioni prelevata nel cantiere di Via Alberto Mario 17, Milano.

La prova è stata eseguita utilizzando una *Pressa Universale marca Controls, mod.C902, matr. N°90130117*.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dall'esecuzione della prova e la realizzazione dei controlli di accettazione (tabelle 4.13 – 4.14).

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.13: Risultati delle prove di trazione delle barre d'armatura eseguite in laboratorio attraverso una Pressa Universale marca Controls, mod. C902, matr. N° 90130117 e relative verifiche

DATI						RISULTATI DELLE PROVE							VERIFICHE				
Identificativo Provino	D.D.T. / Verbale di prelievo	Diametro nominale [mm]	Diametro equipesante [mm]	Sezione resistente [mm ²]	Trattamento termico	Tensione di snervamento f_{yk} [N/mm ²]	Tensione di rottura f_{tk} [N/mm ²]	Rapporto f_{tk}/f_{yk}	Rapporto $f_{yk}/f_{y,Nom.}$	Allungamento A_{gt} [%]	Piegamento		$f_{yk} > f_{y,Nom.}$ $F_{y,Nom.} = 450 \text{ Mpa}$ (frattile 5%)	$f_{tk} > f_{t,Nom.}$ $F_{t,Nom.} = 540 \text{ Mpa}$ (frattile 5%)	Rapporto $1,15 < f_{tk}/f_{yk} < 1,35$ (Frattile 10 %)	Rapporto $f_{yk}/f_{y,Nom.} < 1,25$ (Frattile 10 %)	Allungamento $A_{gt} > 7,5 \%$ (Frattile 10 %)
											Diametro mandrino [mm]	Esito					
1	2437	10	9,99	78,54	SI	514,4	613,1	1,19	1,14	11,8	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
2		10	9,97	78,54	SI	510,3	606,7	1,19	1,13	11,2	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
3		10	9,97	78,54	SI	509,3	604,8	1,19	1,13	14,3	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
4		8	7,97	50,26	SI	509,8	601,8	1,18	1,13	8,2	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
5		8	7,97	50,26	SI	502,4	609,7	1,21	1,12	9,4	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
6		8	7,95	50,26	SI	522,0	588,8	1,13	1,16	6,4	32	senza cricca	VERO	VERO	FALSO	VERO	FALSO
7		16	15,67	201,06	-	545,4	683,1	1,25	1,21	9,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
8		16	15,74	201,06	-	549,8	654,8	1,19	1,22	12,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
9		16	15,70	201,06	-	547,6	647,3	1,18	1,22	13,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
10		20	19,67	314,15	-	555,1	646,8	1,17	1,23	11,7	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
11		20	19,70	314,15	-	552,4	647,0	1,17	1,23	10,8	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
12		20	19,67	314,15	-	544,6	640,4	1,18	1,21	11,9	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
13		24	23,82	452,38	-	530,2	625,7	1,18	1,18	13,8	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
14		24	23,82	452,38	-	525,4	620,7	1,18	1,17	14,7	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
15		24	23,83	452,38	-	524,0	618,6	1,18	1,16	11,3	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
16		12	11,76	113,10	-	540,7	626,0	1,16	1,20	12,4	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
17		12	11,80	113,10	-	542,4	630,4	1,16	1,21	12,5	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
18		12	11,76	113,10	-	546,9	629,1	1,15	1,22	13	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
19	1860	20	19,65	314,15	-	509,9	609,7	1,20	1,13	15,6	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
20		20	19,62	314,15	-	512,6	611,3	1,19	1,14	14,6	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
21		20	19,62	314,15	-	508,0	607,5	1,20	1,13	13	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
22		10	9,77	78,54	-	532,8	613,7	1,15	1,18	12,5	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
23		10	9,84	78,54	-	564,7	634,7	1,12	1,25	11,8	40	senza cricca	VERO	VERO	FALSO	FALSO	VERO
24		10	9,84	78,54	-	544,9	622,0	1,14	1,21	11,8	40	senza cricca	VERO	VERO	FALSO	VERO	VERO
25	3165	8	8,04	50,26	-	558,0	680,3	1,22	1,24	11,0	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
26		8	8,02	50,26	-	568,9	688,3	1,21	1,26	11,2	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	FALSO	VERO
27		8	7,97	50,26	SI	509,7	625,6	1,23	1,13	8,6	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
28		8	7,97	50,26	SI	521,9	614,7	1,18	1,16	11,0	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
29		8	7,94	50,26	SI	541,8	609,7	1,13	1,20	6,8	32	senza cricca	VERO	VERO	FALSO	VERO	FALSO
30		10	9,99	78,54	SI	534,2	637,9	1,19	1,19	14,0	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
31		10	9,97	78,54	SI	561,8	658,9	1,17	1,25	11,7	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
32		10	9,99	78,54	SI	526,8	629,6	1,20	1,17	10,7	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
33		12	11,99	113,10	SI	491,1	589,3	1,20	1,09	12,5	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
34		12	11,97	113,10	SI	515,1	599,5	1,16	1,14	9,0	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
35		12	12,01	113,10	SI	497,3	595,5	1,20	1,11	10,6	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
36		12	11,78	113,10	-	527,9	623,3	1,18	1,17	15,1	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
												FRATTILE	0%	0%	5%	5%	4%

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.14: Risultati delle prove di trazione delle barre d'armatura eseguite in laboratorio attraverso una Pressa Universale marca Controls, mod. C902, matr. N° 90130117 e relative verifiche

Identificativo Provino	D.D.T. / Verbale di prelievo	DATI				RISULTATI DELLE PROVE							VERIFICHE				
		Diametro nominale [mm]	Diametro equipesante [mm]	Sezione resistente [mm ²]	Trattamento termico	Tensione di snervamento f_y [N/mm ²]	Tensione di rottura f_t [N/mm ²]	Rapporto f_t/f_y	Rapporto $f_y/f_{y,Nom.}$	Allungamento A_{gt} [%]	Piegamento		$f_{yk} > f_{y,Nom.}$ $F_{y,Nom.} = 450 \text{ Mpa}$ (frattile 5%)	$f_{tk} > f_{t,Nom.}$ $F_{t,Nom.} = 540 \text{ Mpa}$ (frattile 5%)	Rapporto $1,15 < f_{tk}/f_{yk} < 1,35$ (Frattile 10 %)	Rapporto $f_{yk}/f_{y,Nom.} < 1,25$ (Frattile 10 %)	Allungamento $A_{gt} > 7,5 \%$ (Frattile 10 %)
37	3165	12	11,76	113,10	-	522,1	620,7	1,19	1,16	12,5	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
38		12	11,78	113,10	-	534,0	624,2	1,17	1,19	13,8	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
39		16	16,01	201,06	SI	477,7	599,8	1,26	1,06	11	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
40		16	15,99	201,06	SI	479,7	603,3	1,26	1,07	11,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
41		16	15,99	201,06	SI	480,3	600,1	1,25	1,07	10,7	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
42		16	15,73	201,06	-	555,6	653,0	1,18	1,23	11,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
43		16	15,73	201,06	-	554,6	644,1	1,16	1,23	16,2	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
44		16	15,72	201,06	-	561,0	646,1	1,15	1,25	13,9	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
45		16	15,78	201,06	-	549,8	647,8	1,18	1,22	10,9	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
46		16	15,79	201,06	-	550,8	644,1	1,17	1,22	10,5	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
47		16	15,74	201,06	-	538,4	631,9	1,17	1,20	10,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
48		20	19,73	314,15	-	552,4	652,1	1,18	1,23	12,5	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
49		20	19,73	314,15	-	548,8	650,5	1,19	1,22	9,7	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
50		20	19,72	314,15	-	548,4	649,0	1,18	1,22	12,5	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
51		24	23,72	452,38	-	524,2	635,6	1,21	1,16	12,5	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
52		24	23,64	452,38	-	545,2	647,1	1,19	1,21	11,4	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
53		24	23,71	452,38	-	528,5	636,5	1,20	1,17	13,7	192	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
54		12	11,76	113,10	-	534,0	649,9	1,22	1,19	10,5	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
55		12	11,76	113,10	-	536,3	650,8	1,21	1,19	9,9	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
56		12	11,76	113,10	-	534,9	651,2	1,22	1,19	9,5	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
57	3439	8	8,02	50,26	SI	505,2	612,7	1,21	1,12	12,6	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
58		8	7,99	50,26	SI	502,8	602,7	1,20	1,12	11,8	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
59		8	7,99	50,26	SI	498,2	596,8	1,20	1,11	9,4	32	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
60		10	9,86	78,54	-	504,2	613,7	1,22	1,12	13,9	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
61		10	9,86	78,54	-	509,3	616,2	1,21	1,13	12,4	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
62		10	9,86	78,54	-	567,2	681,8	1,20	1,26	7,0	40	senza cricca	VERO	VERO	VERO	FALSO	FALSO
63		12	11,74	113,10	-	564,1	697,2	1,24	1,25	9,4	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	FALSO	VERO
64		12	11,75	113,10	-	558,8	695,4	1,24	1,24	9,6	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
65		12	11,74	113,10	-	555,3	693,6	1,25	1,23	11,0	60	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
66		16	15,74	201,06	-	551,3	657,3	1,19	1,23	12,6	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
67		16	15,73	201,06	-	542,6	655,3	1,21	1,21	12,7	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
68		16	15,72	201,06	-	559,0	660,5	1,18	1,24	10,5	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
69		16	15,79	201,06	SI	523,4	622,5	1,19	1,16	13,2	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
70		16	15,79	201,06	SI	526,0	624,9	1,19	1,17	11,1	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
71		16	15,77	201,06	SI	513,2	610,8	1,19	1,14	9,0	80	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
72		20	19,66	314,15	-	531,1	647,9	1,22	1,18	11,2	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
73		20	19,65	314,15	-	528,4	642,8	1,22	1,17	11,1	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
74		20	19,65	314,15	-	527,3	645,1	1,22	1,17	11,4	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
75		20	19,75	314,15	-	541,3	652,4	1,21	1,20	11,3	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
76		20	19,81	314,15	-	542,6	653,5	1,20	1,21	10,9	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
77		20	19,72	314,15	-	536,8	650,9	1,21	1,19	11,3	160	senza cricca	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
												FRATTILE	0%	0%	5%	5%	4%

4.2.3.1 Analisi statistica dei dati ottenuti dalle prove di trazione delle barre d'armatura

Come precedentemente fatto per i calcestruzzi, si considera ora una rielaborazione dei dati ottenuti dalla esecuzione delle prove di trazione delle barre d'armatura.

Innanzitutto, come si evince dalle tabelle del capitolo precedente, risulta che tutte le verifiche sono soddisfatte, in particolar modo che:

- Le tensioni di snervamento sono abbondantemente superiori a quelle richieste da normativa (450 MPa con frattile 5%): nel qual caso vale che $f_{yk} > f_{y,Nom.}$ sempre (frattile 0%).
Inoltre è possibile calcolare la tensione di snervamento effettiva, mediante la formula [4.1-6] statisticamente accettata:

$$f_{yk} = f_{ym} - k s \quad \text{con } k = 1,645 \text{ fissato}$$

Nella tabella seguente si riportano i valori della tensione di snervamento effettiva nel caso in cui si consideri l'intera popolazione delle barre, o la popolazione di ogni prelievo; si noti la bassa variabilità dei valori:

Tabella 4.15: Valori della tensione di snervamento effettiva e del coefficiente di dispersione della popolazione

Tensione di Snervamento f_{yk}				
D.D.T / Verbale di Prelievo	Media f_{ym} [Mpa]	Scarto s [Mpa]	Coefficiente di dispersione δ	Caratteristica f_{yk}
Generale	531,8	21,9	0,0412	495,7
2437	531,8	17,4	0,0327	503,2
1860	528,8	22,9	0,0433	491,2
3165	531,6	24,9	0,0468	490,7
3439	532,8	21,7	0,0408	497,0

Infine si noti il basso coefficiente di dispersione della popolazione $\delta = 0,04$, come ci si aspettava, inferiore a quello della popolazione dei calcestruzzi.

- Le tensioni di rottura sono abbondantemente superiori a quelle richieste da normativa (540 MPa con frattile 5%): nel qual caso vale che $f_{tk} > f_{t,Nom.}$ sempre (frattile 0%).

Nella tabella seguente si riportano i valori della tensione di rottura effettiva:

Tabella 4.16: Valori della tensione di rottura effettiva e del coefficiente di dispersione della popolazione

Tensione di Rottura f_{tk}				
D.D.T / Verbale di Prelievo	Media f_{tm} [Mpa]	Scarto s [Mpa]	Coefficiente di dispersione δ	Caratteristica f_{tk}
Generale	634,0	25,9	0,0408	591,4
2437	627,5	22,9	0,0365	589,8
1860	616,5	10,2	0,0166	599,6
3165	634,1	24,0	0,0378	594,6
3439	644,5	30,6	0,0474	594,2

- Il rapporto f_{yk}/f_{tk} è compreso tra i valori richiesti da normativa (maggiore di 1,15 e minore di 1,35 con frattile 10%): nel caso si consideri l'intera popolazione è vero con un frattile del 5%; se si considerano invece i valori di ogni singolo prelievo, allora il frattile risulta essere maggiore del 10% nel prelievo 1860, che tuttavia risulta essere il prelievo con un minor numero di campioni e quindi meno significativo dal punto di vista statistico;
- Il rapporto $f_{yk}/f_{y,Nom.}$ rispetta anch'esso i limiti imposti da normativa (minore di 1,25 con frattile 10%) se si considera l'intera popolazione con un frattile del 5%; anche in questo caso, se si considerano i valori di ogni singolo prelievo, l'unico che non rispetta i limiti imposti è sempre il prelievo 1860 con un frattile maggiore del 10%;
- I valori di allungamento A_{gt} rispettano anch'essi i minimi imposti da normativa (maggiori di 7,5% con frattile 10%) se si considera l'intera popolazione con un frattile del 4%; essi vengono ugualmente rispettati considerando ogni singolo prelievo.

Di seguito viene riportato il grafico ad istogramma (fig. 4.23), relativo ai valori di tensione di snervamento riscontrati dalla esecuzione delle prove, e la curva di distribuzione ottenuta interpolando i valori di resistenza ottenuti dalle prove sperimentali (fig. 4.24):

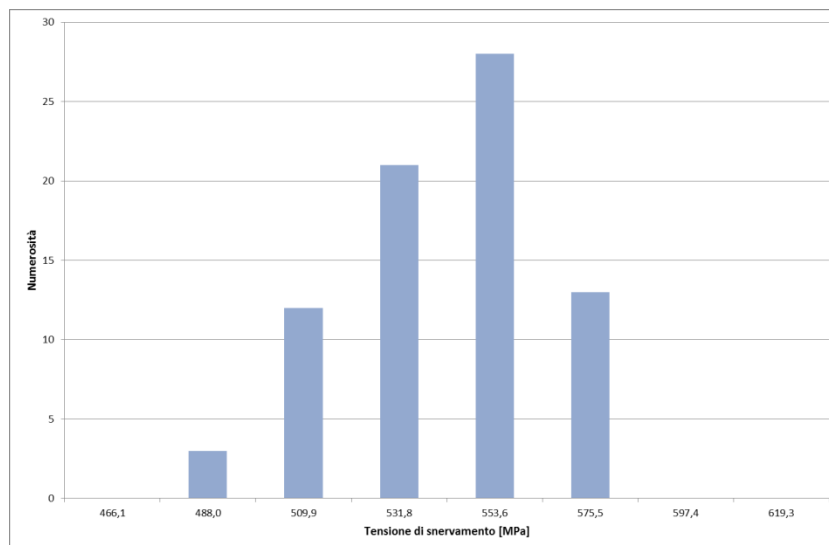


Figura 4.23: Istogramma dei valori di tensione di snervamento ottenuti dall'esecuzione delle prove in laboratorio, divisi in classi in funzione dello scarto quadratico medio di $s = 21,9$ MPa

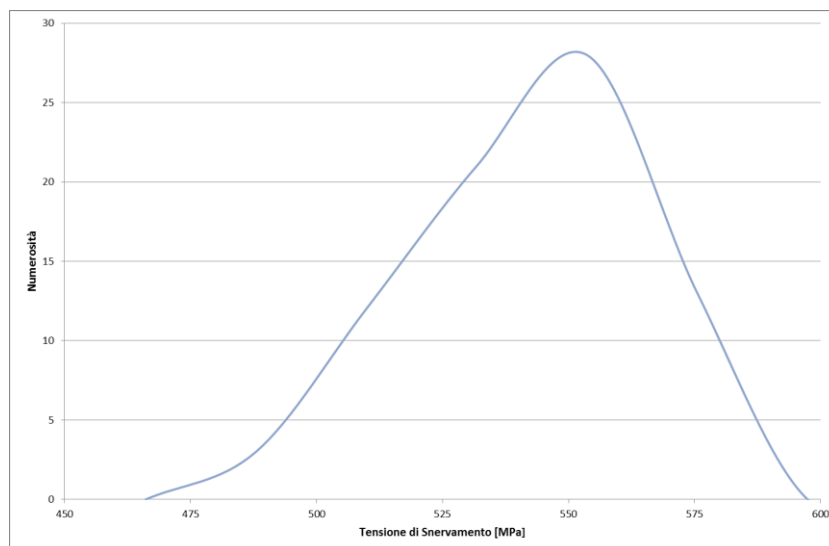


Figura 4.24: Grafico di distribuzione dei valori di tensione di snervamento ottenuti dall'esecuzione delle prove in laboratorio

Di seguito viene riportato, infine, un confronto tra due grafici (fig. 4.25), in rosso la distribuzione di tensione di snervamento ottenuta dalle prove sperimentali eseguite, in blu la distribuzione Gaussiana normale (con $n = 2000$), relativa agli stessi valori ottenuti dalle prove sperimentali di $f_{yk} = 531,8$ MPa e $s = 21,9$ MPa.

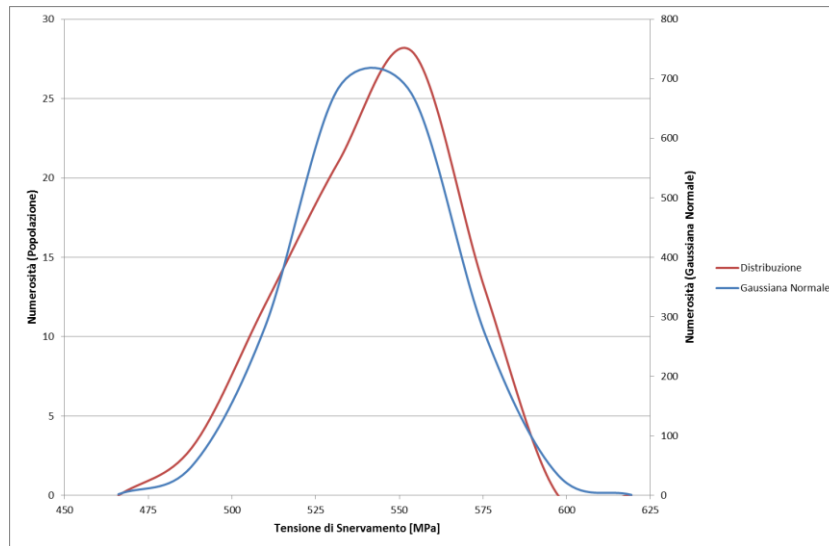


Figura 4.25: Confronto tra la curva di distribuzione dei dati ottenuti dalla esecuzione delle prove sperimentali (colore rosso), e la curva di Gauss normale (colore blu), associata ai valori stimati della popolazione di tensione di snervamento media ($f_{ym} = 531,8$ MPa) e scarto ($s = 21,9$ MPa)

Come si può osservare dal grafico, la distribuzione dei valori della popolazione indagata è molto simile a quella di una Gaussiana Normale con i valori “stimati” dalla stessa popolazione di media e scarto. Essa si avvicina molto di più alla Gaussiana normale rispetto alla curva di distribuzione dei calcestruzzi, questo è in particolar modo dovuto ad una minore, e più normale, appunto, dispersione dei dati.

Per quanto riguarda la definizione delle resistenze effettiva dell'acciaio, non ci sono particolari riferimenti normativi che indichino un coefficiente k fissato a priori o comunque differente da quello statistico come succede invece per il calcestruzzo; pertanto, volendo valutare la resistenza effettiva dell'acciaio di una determinata popolazione, ci si rifà, come è stato fatto nel paragrafo precedente, alla definizione della statistica.

Infine, per i dati sperimentali ottenuti, è possibile ricavare il coefficiente di variazione della tensione di snervamento delle barre o ugualmente della tensione di rottura, sintomo di qualità del materiale: per l'acciaio in esame si ottiene un coefficiente di variazione $\delta = 0,04$.

Questo, come ci si aspettava, risulta molto minore di quello del calcestruzzo.

4.2.4 Conclusioni: confronto con il metodo semi-probabilistico agli stati limite

Come visto nel capitolo precedente per il calcestruzzo, i metodi di controllo e di accettazione dei materiali sono strettamente collegati al metodo semi-probabilistico agli stati limite utilizzato per il calcolo e la modellazione delle strutture.

È ormai noto che si definiscono i valori di resistenza di progetto R_d , mediante la relazione [4.13]:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

Dove si può riconoscere che γ_m è funzione di due coefficienti $\gamma_m^{(1)}$ e $\gamma_m^{(2)}$, ma nella pratica si utilizza un solo coefficiente γ_m al quale, nel caso che si consideri l'acciaio, come riportato nella tabella 4.10 del capitolo

precedente, si attribuiscono i seguenti valori (se il rispettivo coefficiente di variazione δ non risulta superiori a 0,12 per l'acciaio):

- Acciaio controllato in stabilimento: $\gamma_s = 1$ (stati limite di esercizio); $\gamma_s = 1,15$ (stati limite ultimi);
- Acciaio non controllato in stabilimento: $\gamma_s = 1$ (stati limite di esercizio); $\gamma_s = 1,32$ (stati limite ultimi);

Qualora le limitazioni sopra indicate non siano rispettate, i coefficienti agli stati limite ultimi γ_m si dovrebbero calcolare per entrambi i materiali in base alla formula [4.1-14]:

$$\gamma_m = \frac{1 - 1,645 \delta_m}{1 - 2,576 \delta_m}$$

Questa relazione discende dal fatto che negli stati limite ultimi i valori di progetto delle resistenze vengono fatti corrispondere alla probabilità del 5‰ di essere minorati; pertanto, in base alla tabella 4.8, a tale valore di P_R corrisponde il valore di $k_d = 2,576$.

Infatti, inserendo all'interno della formula qui espressa i valori limite troviamo:

- per acciaio: $\delta_s = 0,12 \rightarrow \gamma_s = 1,16$

Come visto in precedenza per il calcestruzzo, anche in questo caso il valore limite della dispersione dei valori preso in esame dalla normativa risulta essere molto maggiore delle comuni produzioni di acciaio, imponendo un coefficiente di sicurezza più elevato di quello che "statisticamente" dovrebbe essere.

Tuttavia, in questo caso, il coefficiente di sicurezza, essendo già molto basso, e per uniformare il più possibile la definizione degli acciai, può essere legittimato; dopotutto è sempre un coefficiente di "sicurezza".

Si consideri infatti di valutare il coefficiente di sicurezza che si dovrebbe statisticamente assumere per la produzione dell'acciaio di cui sopra è stata effettuata l'analisi:

- per un coefficiente di dispersione di $\delta_s = 0,04 \rightarrow \gamma_s = 1,04$
- per un coefficiente di dispersione di $\delta_s = 0,01$ (valore ricavato dalla tabella 4.7 per una produzione efficiente di acciaio) $\rightarrow \gamma_s = 1,01$

È evidente come perda di significato il valore del coefficiente di sicurezza per valori così bassi come quelli che si dovrebbero assumere per valori di coefficienti di dispersione molto bassi, propri delle produzioni in stabilimento degli acciai.

4.3 Prove per la stima della resistenza meccanica del calcestruzzo

Le prove non distruttive per il controllo dei calcestruzzi sia in fase di realizzazione di nuove opere, sia per il controllo programmato delle strutture stanno divenendo sempre più utili gli operatori del settore. Tuttavia, oggi, le esigenze dell'ingegneria civile richiedono tecniche non distruttive che siano di facile applicabilità in situ, i cui dati siano facilmente interpretabili ed in grado di offrire informazioni affidabili, non localizzate ma estese a vaste aree della struttura.

Per il calcestruzzo la resistenza a compressione rappresenta senza dubbio, la proprietà più qualificante per esprimere giudizi in merito alle prestazioni del materiale; la sua determinazione può essere effettuata per via diretta (come visto nel capitolo 4.1), mediante la prova a compressione su campioni prelevati dalle strutture finite, o per via indiretta, effettuando la misura di grandezze fisiche correlate e risalendo alla grandezza di interesse attraverso relazioni ricavate empiricamente.

Lo svantaggio principale dei metodi indiretti consiste nel disporre di valide correlazioni fra i valori misurati con gli strumenti e le resistenze effettive. Tali tecniche sono oggi ampiamente utilizzate malgrado esista

ancora, da parte del legislatore, una certa perplessità nel normalizzarle per la qualificazione del conglomerato cementizio.

Tutto ciò è conseguenza del fatto che è impossibile stabilire curve di correlazione tra le grandezze da stimare (resistenza meccanica del materiale) e parametri non distruttivi aventi carattere del tutto generale. Le correlazioni attualmente in uso, infatti, sono state ricavate, nella maggior parte dei casi, da esperienze su campioni confezionati ad hoc e pertanto, non è certo che tali correlazioni abbiano validità generale.

Il loro impiego, pertanto, è generalmente limitato alla stima della resistenza del materiale utilizzato per la realizzazione dell'opera in fase di costruzione, verificando, in linea di massima, che il materiale posto in opera sia in linea con i limiti imposti in fase progettuale; essi, tuttavia, non sono appunto accettati come bastevoli verifiche e controlli per la definizione della resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo.

4.3.1 Prove per la misura sclerometrica

Riferimento normativo: UNI EN 12504-2, CSLP2008

Descrizione e generalità

La prova sclerometrica è utilizzata per stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo. La tipologia di prova porta a risultati attendibili solo per calcestruzzi di pochi anni dove la carbonatazione non si è ancora sviluppata. Per calcestruzzi datati, da 5 anni in su, la sua utilizzazione è preferita nella sola valutazione della omogeneità del materiale di un elemento strutturale caratterizzato attraverso l'estrazione di una carota. Lo sclerometro utilizza la misura del rimbalzo di un cilindro d'acciaio che colpisce la superficie del calcestruzzo con una forza costante prodotta da una molla. Gli sclerometri utilizzati su elementi con dimensione maggiore di 120 mm di spessore devono avere una massa battente e molla di spinta che produca una energia di impatto di 2,207 Nm e sono classificati come sclerometri di tipo "N". Gli sclerometri utilizzati su elementi con dimensione inferiore di 120 mm di spessore devono avere una massa battente e molla di spinta che produca una energia di impatto di 0,705 Nm e sono classificati come sclerometri di tipo "L". [1]

Condizioni operative

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso. Liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame. Provvedere che la superficie di impatto sia liscia.

Procedura

Azionare lo strumento almeno tre volte prima di iniziare a effettuare le letture; provvedere che la superficie di impatto eviti i ferri d'armatura; posizionarsi di fronte alla superficie in misura facendo attenzione di tenere lo strumento perpendicolare rispetto alla superficie ed aumentare gradualmente la pressione di contatto fino a provocare l'impatto meccanico. Devono essere prodotte non meno di 10 misure per singolo punto di analisi. La distanza dei singoli impatti e dai bordi non deve essere inferiore a 25 mm. Il risultato della prova risulta quello mediano ai valori rilevati, successivamente interpretati in resistenza stimata R_c in base all'orientamento dello sclerometro ed alle curve di correlazione dello strumento. Il risultato è valido se almeno l'80% dei valori non differisce dalla media per meno di 6 unità, IR Indice di Rimbalzo. In caso negativo l'intera serie di dati deve essere scartata e le misure vanno ripetute in una zona adiacente.

Apparecchiatura

E' indicato l'uso dello sclerometro con indicazione dei valori misurati su nastro cartaceo che consente la registrazione dei valori rilevati; lo sclerometro deve essere verificato prima e dopo le prove attraverso una verifica della taratura sull'apposita incudine di confronto.

Sicurezza

Normali dotazioni di sicurezza di cantiere.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora della prova;
- identificazione inequivocabile della posizione di prova;
- marca e modello dello sclerometro con indicazione della classificazione N o L;
- data dell'ultima verifica sull'incudine di riferimento ed esito delle battute di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- tabella dei risultati di prova col risultato medio secondo la curva di correlazione dello strumento.

Al report deve essere allegata la stampa, o una fotocopia, del nastro di stampa dello sclerometro. L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.26 – sclerometro tipo “Schmidt-Hammer”



Figura 4.27 – esecuzione di una battuta sclerometrica

4.3.1.1 Correlazioni empiriche tra Indice Sclerometrico e Resistenza a Compressione

Come affermato in precedenza, esistono delle correlazioni empiriche che permettono di stimare la resistenza del calcestruzzo; esse vengono espresse mediante formule, grafici o tabelle.

Dalla curva di correlazione relativa alla direzione dello sclerometro (orizzontale, verticale verso il basso, verticale verso l'alto) si trasforma IR in resistenza cubica R_m ; il valore importante in questo caso risulta essere il valore medio delle prove e non la singola battuta (fig. 4.28).

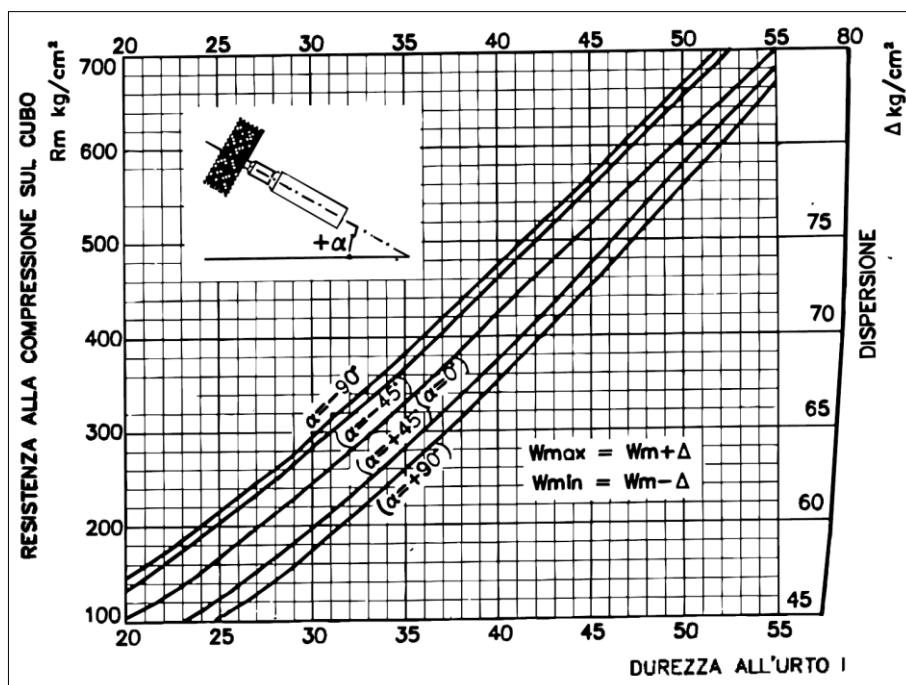


Figura 4.28: Grafico di correlazione tra l'indice di rimbalzo ricavato dalla prova sclerometrica (IR) e la resistenza a compressione (R_m) del calcestruzzo per uno sclerometro Schmidt, tipo N

Noto il valore di progetto della resistenza caratteristica R_{ck} e della resistenza media di progetto R_{cm} , ricavate attraverso le prove distruttive esaminate nel capitolo 4.1, se il valore della resistenza stimata attraverso la prova sclerometrica:

$$R_m \geq 0,85 R_{cm} \text{ (resistenza media di progetto),}$$

il calcestruzzo utilizzato è compatibile con il calcestruzzo previsto in progetto.

Come espresso nel capitolo 11.2.6 delle NTC del 2008, infatti, è accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto.

I risultati ottenuti da questa tipologia di prova, come già affermato, sono solo considerate come prove complementari dalla normativa e forniscono solamente una stima della resistenza a compressione media del calcestruzzo; questo è dovuto al fatto che non esiste una correlazione empirica esatta tra le grandezze in esame, in particolar modo questo è dovuto a:

- La non regolare durezza superficiale di un elemento in calcestruzzo che, non essendo un materiale omogeneo, presenta durezza diversa a seconda se la battuta sia in corrispondenza di un inerte o del legante, o ancora in corrispondenza di un'armatura sottostante;
- La sottostima dell'indice sclerometrico che diminuisce, aumentando l'umidità del calcestruzzo;
- La sovrastima dell'indice sclerometrico che aumenta all'aumentare dell'età del calcestruzzo

Per questo motivo, per una maggiore precisione, questo tipo di prova viene spesso correlata alla esecuzione della prova ultrasonica, la quale compensa gli errori che possono scaturire dall'esecuzione di questa tipologia di prova, nel metodo combinato SonReb.

4.3.2 Prove per la misura ultrasonica

Riferimento normativo: UNI EN 12504-4 TU 2008

Descrizione e generalità

Attraverso una strumentazione a emissione di ultrasuoni si possono stimare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (la frequenza discriminante per onde ultrasoniche è fissata a 20 kHz).

La sua utilizzazione è preferita nella valutazione dell'omogeneità del materiale di un elemento strutturale indagato, preventivamente, attraverso l'estrazione di un provino mediante carotaggio. Per l'esecuzione della prova si utilizza una sonda ultrasonica emettitrice e una sonda ricevente poste a cavallo dell'elemento da indagare (o su facce perpendicolari o sulla stessa faccia nel caso non sia possibile fare l'indagine diretta). La sonda emettitrice produce onde elastiche longitudinali che, attraversano il materiale, sono captate dalla sonda ricevente e registrate dall'apparecchiatura. Si misura il tempo di transito delle onde dalla sonda emettitrice e quella ricevente e si calcola la velocità in base alla distanza delle sonde. La resistenza a compressione può essere stimata in base alla velocità di trasmissione ipotizzando la validità di una relazione con la Resistenza a compressione e il Modulo Elastico. Si deve tener presente che le onde elastiche subiscono, all'interno dell'elemento esaminato, rifrazioni e riflessioni dovute alle dimensioni degli aggregati e alla presenza di fessure o vuoti. [1]

Condizioni operative

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso. Liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Procedura

Segnare con precisione i punti di misura evitando la vicinanza dei ferri di armatura; posizionare le sonde utilizzando un apposito mezzo di accoppiamento con il materiale (gel - plastilina).

A seconda della disposizione delle sonde si hanno le seguenti misure ultrasoniche:

- per trasparenza (o T) o trasmissione diretta: le due sonde sono poste su due facce opposte parallele del calcestruzzo da indagare - direzione di propagazione delle onde perpendicolare alle stesse facce;
- per semitrasparenza (o ST) o trasmissione semidiretta: le due sonde sono poste su due facce non parallele del calcestruzzo da indagare (superfici contigue) - direzione di propagazione delle onde inclinata rispetto alle stesse facce;
- per superficie (o S) - trasmissione indiretta o superficiale - le sulla stessa superficie si pongono la sonda emittente e 2 sonde riceventi disposte a distanza diversa.

La misurazione della velocità si ottiene calcolando la media di varie misurazioni effettuate su un elemento con valori all'interno di una variabilità di $200 \div 300$ m/s.

Apparecchiatura

E' preferibile utilizzare apparecchiature con possibilità di "controllo di guadagno proporzionale", ovvero la possibilità di variazione del segnale tramite l'amplificatore di misura. Verificare la taratura dell'apparecchiatura utilizzata mediante apposito provino fornito direttamente della casa produttrice.

Sicurezza

Normali dotazioni di sicurezza di cantiere.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;

- data e ora della prova;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile delle posizioni di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- tabella dei risultati di prova relativamente ai tempi misurati e alla velocità calcolata;
- valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando la formula utilizzata;
- data di taratura degli strumenti utilizzati.

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.29 – strumentazione per indagini ultrasoniche



Figura 4.30 – esecuzione di un'indagine ultrasonica su una trave

4.3.2.1 Correlazioni empiriche tra Velocità dell'onda e Resistenza a Compressione

La precisione della misurazione dipende da diversi parametri:

- la densità del materiale attraversato;
- la presenza di umidità nel materiale (l'acqua è un buon veicolo di propagazione di onde ultrasoniche);
- la presenza di armature metalliche;
- riflessioni multiple sulle superfici dell'elemento;
- presenza di cavità e superfici di discontinuità, porosità.

La determinazione della resistenza del materiale avviene per via indiretta empirica a partire dalla velocità di propagazione di un'onda elastica in un mezzo omogeneo elastico ed isotropo e dal modulo elastico dinamico E_d , ricavato dalla seguente relazione:

$$E_d = \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} V^2 \quad [4.22]$$

Dove:

- E_d : modulo elastico dinamico [Pa]
- V : velocità dell'onda [m/s];
- ν : modulo elastico di Poisson dinamico (0,15 – 0,25)

- ρ : densità del mezzo [dN/m³]

Dal Testo Unico, D.M. 14 gennaio 2008 *"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"* (11.2.5) si potrà stimare poi la resistenza con la seguente formula:

$$R_c = 10 \left(\frac{E_d}{22.000} \right)^{\frac{1}{0,3}} \quad [MPa] \quad [4.23]$$

O similmente:

$$R_c = \frac{E_d}{1250} \quad [MPa] \quad [4.24]$$

Nella letteratura esistono molte correlazioni tra velocità o modulo elastico dinamico e resistenza a compressione; di seguito riportiamo le due più comunemente utilizzate: [5]

$$R_c = a \cdot e^{bV} \quad [MPa] \quad [4.25]$$

$$R_c = c \cdot V^d \quad [MPa] \quad [4.26]$$

Per la formula esponenziale del tipo [4.25], i coefficienti a e b possono variare all'interno di un intervallo abbastanza ampio, ottenuto combinando una serie di studi e prove di laboratorio e misurazioni su strutture esistenti: [6] [7]

$$0,0012 < a < 2,901$$

$$0,0006 < b < 0,00227$$

Nel particolare sono stati considerati 26 modelli, pubblicati tra il 1957 e il 2010, basati su differenti mix-design del calcestruzzo (con resistenza media compresa tra i 14 e i 45 MPa) per svolgere l'analisi. Generalmente si è notato che al diminuire del coefficiente a , aumentava il valore di b .

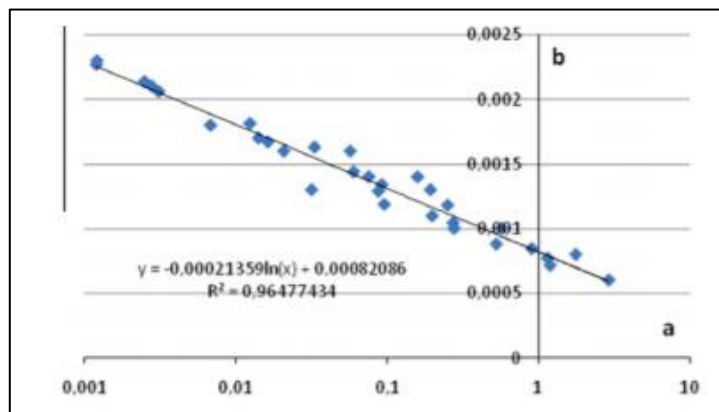


Figura 4.31: Relazione tra i 2 coefficienti a e b di funzione esponenziali per modelli di resistenza di Prove di Velocità Ultrasoniche

Si è notato che elaborando la distribuzione dei coefficienti delle differenti prove, si può approssimare la loro relazione ad una retta in un grafico semi-logaritmico, come mostrato nella figura 4.31:

$$b = \alpha \ln(a) + \beta \quad [4.27]$$

dove: $\alpha = -0,00021359$ e $\beta = 0,00082086$ e con un coefficiente di determinazione $r^2 = 0,965$.

Inoltre, invece di considerare che il modello abbia 2 variabili indipendenti a e b , è possibile scrivere:

$$R_c = a e^{b(a)V} \quad [4.28]$$

Dove $b(a)$ è dato dalla relazione [4.27].

A questo punto nell'equazione [4.28] c'è un solo parametro, a , e tutti i possibili modelli si incrociano in un punto comune (V_{ref} , $R_{c,ref}$), una volta trovato si può riscrivere la formula [4.28] come:

$$R_c = R_{c,ref} e^{b(V - V_{ref})} \quad [4.29]$$

Dove: $V_{ref} = 4681$ m/s e $R_{c,ref} = 46,6$ MPa.

La figura 4.32 mostra una serie di curve corrispondenti a 7 differenti modelli esponenziali con estremi ($a=0,000615$ e $b=0,0024$) e ($a=2,812$ e $b=0,0006$). Questo intervallo è stato scelto in accordo con quanto ritrovato nei modelli esistenti. Tutte le curve si incrociano nello stesso punto comune.

Per effettuare una comparazione sono stati scelti 6 modelli originali, mostrati in figura 4.33; 4 di essi hanno la massima corrispondenza con il punto di riferimento ritrovato, invece 2 di essi mostrano la maggiore differenza con il punto di riferimento, questi, se inseriti nel grafico della figura 4.32 i rispettivi valori di a e b , sarebbero stati significativamente distanti dagli altri punti.

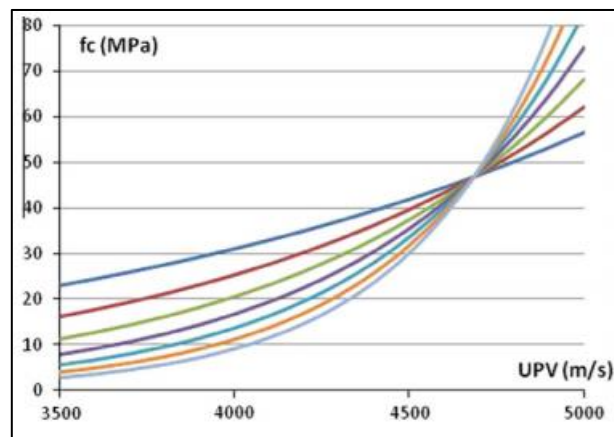


Figura 4.32: coerenza tra i differenti modelli esponenziali e punto di riferimento

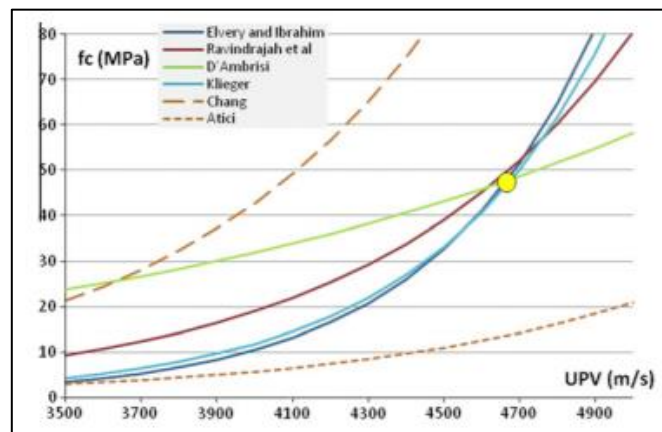


Figura 4.33: illustrazione della varietà dei modelli esponenziali

Per la formula potenziale del tipo [4.26], invece, i coefficienti c e d possono variare all'interno dell'intervallo: [8] [9]

$$2,09 \cdot 10^{-7} < c < 2,057$$

$$1,7447 < d < 12,809$$

Nel particolare sono stati considerati 17 modelli, pubblicati tra il 1988 e il 2010, basati su differenti mix-design del calcestruzzo.

Come fatto in precedenza si può ricavare una formula dipendente da un'unica variabile:

$$R_c = R_{c,ref} (V/V_{ref})^b \quad [4.30]$$

Dove: $R_{c,ref} = 33,1$ MPa e $V_{ref} = 4314$ m/s.

Anche in questo caso, a livello comparativo sono stati riportati 7 modelli originali in figura 4.34.

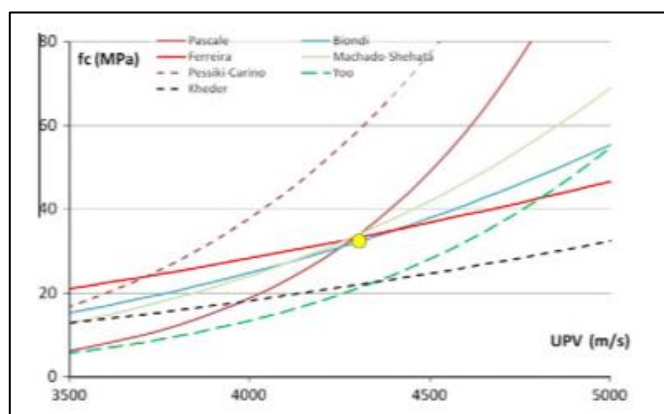


Figura 4.34: illustrazione della varietà dei modelli potenziali

Come appena visto, esistono decine di modelli differenti per correlare la resistenza meccanica del calcestruzzo alla velocità della propagazione dell'onda ultrasonica nel calcestruzzo. Per questo e altri motivi, molti sono in disaccordo sulla affidabilità dei suoi risultati e ne limitano la validità.

Infatti, la velocità di propagazione delle onde elastiche consente la determinazione del modulo elastico per materiali elastici, isotropi ed omogenei. Poiché i materiali da costruzione soddisfano questi requisiti solo in parte, la determinazione del modulo elastico del materiale risulta approssimata. La correlazione tra la resistenza a compressione del materiale ed il suo modulo elastico è discutibile in quanto pone in relazione una proprietà elastica con una caratteristica del materiale che si manifesta in una avanzata fase non lineare. Secondo alcuni non è possibile dedurre la resistenza a compressione dalla velocità di propagazione delle onde elastiche, il che limita la significatività delle prove soniche ed ultrasoniche ad una verifica di omogeneità del materiale e dall'individuazione di superfici di discontinuità del materiale stesso.

Per una prima stima dei dati sperimentali vengono utilizzati grafici o tabelle semplificate che legano la velocità di propagazione dell'onda ultrasonica a valori di resistenza per materiale asciutto; un esempio ne è la tabella riportata di seguito.

Tabella 4.17: Tabella correlazione velocità di propagazione dell'onda e resistenza del calcestruzzo

Velocità media [m/s]	Resistenza R_{cub} [MPa]
> 4.200	> 30,0
3.600 – 4.200	25,0 – 30,0
3.000 – 3.600	20,0 – 25,0
2.400 – 3.000	15,0 – 20,0
< 2.400	< 15,0

Oltre che per la stima della resistenza meccanica del calcestruzzo, le prove ultrasoniche consentono di rilevare:

- il grado di omogeneità del materiale;
- la presenza di vuoti, lesioni o discontinuità delle strutture;

- i difetti di getto;
- il valore del modulo elastico dinamico;
- variazioni delle proprietà nel tempo causate dalla storia dell'elemento (manutenzione, sollecitazioni, degrado, ecc.).

Per effettuare la verifica di discontinuità, presenza di vuoti e difetti del materiale viene studiata la riflessione dell'onda; questo è possibile poiché viene sfruttata la proprietà particolare delle onde ultrasoniche che non permette loro di propagarsi in presenza di gas, ma solo di liquidi o solidi anche per lunghe distanze: in presenza di gas, infatti, l'onda viene completamente riflessa.

In merito alla determinazione della resistenza meccanica, è consigliato combinare le indagini ultrasoniche con prove sclerometriche (metodo combinato ultrasuoni - sclerometro); in questo modo si può ottenere una precisione di $\pm 15\%$.

4.3.3 Indagine con metodo combinato SonReb

Riferimento normativo: Norma BS 1881-204, DIN 1045, CP110

Descrizione e generalità

Lo scopo del metodo SonReb è di stimare la resistenza del calcestruzzo combinando l'utilizzo di prove sclerometriche con le prove a ultrasuoni per ottenere una stima più attendibile. Va in ogni caso tenuto presente che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce e che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica. Il combinato delle due prove consente di compensare in parte gli errori commessi utilizzando singolarmente le due metodologie.

Condizioni operative

Come per le prove sclerometriche e a ultrasuoni, è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso, e liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Procedura

Le procedure di prova sono state riportate ai paragrafi "Ultrasuoni con trasmissione diretta, semidiretta, indiretta" e "Indagine con sclerometro". Ottenuta la valutazione delle medie dei valori locali della Velocità ultrasonica V e degli Indici di Rimbalzo IR , si stima la Resistenza del calcestruzzo R_c mediante le correlazioni fornite dalla letteratura tecnica di cui si riportano quelle più utilizzate. È buona norma calcolarle entrambe e calcolare una media.

- formula fornita da A. Di Leo e G. Pascale:

$$R_c = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot IR^{1,058} \cdot V^{2,446} \quad [MPa, m/s] \quad [4.31]$$

- formula fornita da R. Giacchetti e L. Lacquaniti:

$$R_c = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot IR^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad [MPa, m/s] \quad [4.32]$$

- formula fornita da E. Del Monte:

$$R_c = 4,4 \cdot 10^{-7} \cdot (IR^2 \cdot V^3)^{0,5634} \quad [MPa, m/s] \quad [4.33]$$

Tali formule però non hanno validità generale poiché dipendono fortemente dalle caratteristiche, principalmente di composizione, dei calcestruzzi indagati nel corso delle singole ricerche, infatti tali formule

differiscono, anche sensibilmente, fra loro, come è possibile anche notare dalla tabella 4.20 con i risultati delle prove effettuate, riportata di seguito.

Le formule sperimentali comunque si rifanno tutte alla seguente espressione generale: [10]

$$R_c = a \cdot IR^b \cdot V^c \quad [MPa, m/s] \quad [4.34]$$

dove: a, b, c sono i coefficienti che consentono di correlare al meglio i dati sperimentali diretti.

Tarando il metodo SONREB mediante lo schiacciamento di alcune carote di calcestruzzo prelevate in aree sottoposte ad indagine, si può calibrare la formula con riferimento ad uno specifico calcestruzzo.

Note diverse terne di valori sperimentali (R_{ci} , V_i , IR_i) si possono determinare i coefficienti a, b, c per la calibrazione ai minimi quadrati.

I valori di R_{ci} per la calibrazione della formula si ottengono da prove distruttive (PD) mediante prove di schiacciamento di campioni cilindrici estratte dal calcestruzzo indurito mediante carotaggio, oppure da provini di prelievi di calcestruzzo destinato alla produzione degli stessi elementi sulle quali vengono effettuate le prove non distruttive.

I valori di V_i e S_i da rapportare a R_{ci} si devono ottenere da misurazioni effettuate sugli stessi elementi strutturali da cui si sono prelevate le carote.

Calibrata la formula è possibile ottenere il valore di R_c in ogni punto del calcestruzzo, senza effettuare ulteriori prove distruttive, noti solamente i relativi valori di S e V.

Pertanto ottenuta la formula di riferimento si individua l'area di prova e su questa viene ricavata la velocità V di propagazione degli impulsi ultrasonici (come valore medio di 3 misure) e l'indice di rimbalzo S, (come valore medio di 10 misure); dai due valori sostituiti nella formula opportunamente calibrata si ottiene R_c cercato.

Apparecchiatura

Utilizzare le strumentazioni descritte ai paragrafi “*Ultrasuoni con trasmissione diretta, semidiretta, indiretta*” e “*Indagine con sclerometro*”.

Sicurezza

Normali dotazioni di sicurezza di cantiere.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora della prova;
- caratteristiche tecniche principali delle strumentazioni utilizzate;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile delle posizioni di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- tabella dei risultati delle due tipologie di prova relativamente ai tempi misurati dal metodo ultrasonico e relativa velocità calcolata, e agli indici di rimbalzo riscontrati;
- valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando le formule utilizzate.

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.

4.3.4 Caso di studio: prove sclerometriche e ultrasoniche di edificio in Via A. Mario

Le suddette prove sono state eseguite su una serie di elementi strutturali dell'edificio di Via Alberto Mario 17, Milano.

La prova per la misura sclerometrica è stata eseguita utilizzando uno *Sclerometro "Schmidt-Hammer", tipo N*. La prova per la misura ultrasonica è stata eseguita utilizzando uno strumento *"TICO Ultrasonic Instrument : ZI 10006"*.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dall'esecuzione della prova.

Le tabelle 4.18 e 4.19 riportano solamente i dati sperimentali ottenuti dalla esecuzione delle prove non distruttive sugli elementi strutturali scelti.

La tabella 4.20, invece, riporta i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo degli elementi su cui sono state eseguite le prove, stimata sulla base dei valori ottenuti di indice di rimbalzo (attraverso le correlazioni del grafico di figura 4.28) e velocità degli ultrasuoni (attraverso le correlazioni contenute nella tabella 4.17, e quelle espresse dalle formule [4.23], [4.25] con i coefficienti della formula di D'ambrisi [6] e [4.26] con i coefficienti della formula di Pessiki-Carino [11]), utilizzando le formule e le tabelle indicate nei paragrafi precedenti.

Per quanto riguarda il metodo combinato SonReb sono state utilizzate sia le formule presenti in letteratura sopra indicate [4.31], [4.32] e [4.33], sia è stata effettuata una taratura del modello sui dati sperimentali in possesso, mediante una elaborazione della formula [4.34].

In questo caso, i dati sperimentali rilevati sono stati elaborati al fine di determinare la migliore correlazione fra le diverse grandezze misurate, in particolare fra la resistenza cubica alla pressa e le misure provenienti dalle prove non distruttive.

Queste correlazioni sono state stabilite con una elaborazione statistica. Per il campione è stata, infatti, individuata la migliore superficie interpolante. In termini generali, la superficie di regressione migliore è quella che più si avvicina all'insieme dei punti corrispondenti alla terna di valori (IR_i , V_i , R_i).

Fra le relazioni testate, la scelta è ricaduta su quella che ha evidenziato una migliore correlazione.

Per la stima dei parametri a , b e c , è stato impiegato il metodo dei minimi quadrati, che consiste nella scelta della superficie che rende minima la somma dei quadrati dei residui cioè che soddisfa la seguente condizione di accostamento:

$$\sum (R_i - R_{i,stimato})^2 = \min \quad [4.35]$$

La relazione interpolante ottenuta attraverso l'analisi di regressione è la seguente:

$$R_c = 4,5 \cdot 10^{-9} \cdot IR^{1,005} \cdot V^{2,363} \quad [MPa, m/s] \quad [4.36]$$

A questa relazione è correlato un errore standard di 2,43 MPa, il quale fornisce la distanza media tra i valori della resistenza reale e quelli della resistenza stimata mediante l'applicazione della legge che si ritiene rappresentativa della distribuzione dei valori reali.

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.18: Risultati delle prove di misura sclerometrica e ultrasonica eseguite in situ attraverso uno Sclerometro "Shmidt-Hammer", tipo N e "TICO Ultrasonic Instrument : ZI 10006".

1	ID:	P Z-01 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Corto	H [m] = 1,12	l [m] = 0,20			
		v _{media} [m/s]	3.680	Scerometriche	IR	38	39	39	40	38	41	41	39	36	41	38	41	39,25	
2	ID:	P Z-01 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,65	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Lungo	H [m] = 1,16	l [m] = 0,15			
		v _{media} [m/s]	3.330	Scerometriche	IR	40	50	42	39	28	36	39	39	40	37	40	41	39,25	
3	ID:	P Z-01 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Corto	H [m] = 1,14	l [m] = 0,19			
		v _{media} [m/s]	3.310	Scerometriche	IR	30	32	29	30	30	30	30	30	32	30	29	27	29,92	
4	ID:	P Z-01 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,50	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Lungo	H [m] = 1,10	l [m] = 0,15			
		v _{media} [m/s]	3.050	Scerometriche	IR	30	30	30	28	30	30	34	38	32	34	31	30	31,42	
5	ID:	P U-01 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Corto	H [m] = 1,15	l [m] = 0,14			
		v _{media} [m/s]	3.130	Scerometriche	IR	32	32	30	32	32	30	30	29	31	31	29	30	30,67	
6	ID:	P AO-04 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	-	H [m] = 1,50	l [m] = 0,08			
		v _{media} [m/s]	3.540	Scerometriche	IR	34	35	36	40	36	34	36	32	32	34	33	40	35,17	
7	ID:	P AN-04 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	-	H [m] = 1,20	l [m] = 0,10			
		v _{media} [m/s]	3.560	Scerometriche	IR	38	35	34	30	33	34	34	33	32	34	32	33	33,50	
8	ID:	P AM-04 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	-	H [m] = 1,50	l [m] = 0,09			
		v _{media} [m/s]	3.670	Scerometriche	IR	40	36	36	34	39	34	38	36	35	36	35	38	36,42	
9	ID:	P AN-05 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Corto	H [m] = 1,30	l [m] = 0,16			
		v _{media} [m/s]	3.550	Scerometriche	IR	34	34	34	33	32	34	35	35	34	34	32	30	33,42	
10	ID:	P AM-05 (Piano -1)									Dimensioni		Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,40	Battute	Numero	1	2	3	4	5	6	7	Lato:	Lungo	H [m] = 1,45	l [m] = 0,06			
		v _{media} [m/s]	3.670	Scerometriche	IR	42	38	42	40	40	41	41	42	36	40	40	36	39,83	

4. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

Tabella 4.19: Risultati delle prove di misura sclerometrica e ultrasonica eseguite in situ attraverso uno Sclerometro "Shmidt-Hammer", tipo N e "TICO Ultrasonic Instrument : ZI 10006".

11	ID:	P AL-05 (Piano -1)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x40	Lato:	Corto	H [m] = 1,10	I [m] = 0,10		
		v _{media} [m/s]	3.670	Sclerometriche	IR	40	40	40	40	40	6	7	8	9	10	11	12
12	ID:	P AI-05 (Piano -1)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x40	Lato:	Corto	H [m] = 1,09	I [m] = 0,10		
		v _{media} [m/s]	3.630	Sclerometriche	IR	41	38	34	42	40	6	7	8	9	10	11	12
13	ID:	Setto Scala "B" (Piano -1)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,35	Battute	Numero	1	2	3	4	5	-	Lato:	-	H [m] = 1,10	I [m] = 0,25		
		v _{media} [m/s]	3.250	Sclerometriche	IR	44	34	33	34	44	6	7	8	9	10	11	12
14	ID:	P AA-09 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x50	Lato:	Corto	H [m] = 1,13	I [m] = 0,15		
		v _{media} [m/s]	3.830	Sclerometriche	IR	30	30	34	34	32	6	7	8	9	10	11	12
15	ID:	P AA-11 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,50	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x50	Lato:	Lungo	H [m] = 1,15	I [m] = 0,07		
		v _{media} [m/s]	3.800	Sclerometriche	IR	28	30	34	50	46	6	7	8	9	10	11	12
16	ID:	P AA-13 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,50	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x50	Lato:	Lungo	H [m] = 1,15	I [m] = 0,09		
		v _{media} [m/s]	3.880	Sclerometriche	IR	28	36	40	30	31	6	7	8	9	10	11	12
17	ID:	P C-13 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,40	Battute	Numero	1	2	3	4	5	40x40	Lato:	-	H [m] = 1,05	I [m] = 0,05		
		v _{media} [m/s]	3.930	Sclerometriche	IR	28	36	43	32	30	6	7	8	9	10	11	12
18	ID:	P B-13 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,40	Battute	Numero	1	2	3	4	5	40x40	Lato:	-	H [m] = 1,20	I [m] = 0,06		
		v _{media} [m/s]	3.610	Sclerometriche	IR	37	29	30	32	31	6	7	8	9	10	11	12
19	ID:	P AB-05 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x40	Lato:	Corto	H [m] = 1,21	I [m] = 0,11		
		v _{media} [m/s]	3.750	Sclerometriche	IR	32	30	30	31	31	6	7	8	9	10	11	12
20	ID:	P AC-05 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x40	Lato:	Corto	H [m] = 1,10	I [m] = 0,08		
		v _{media} [m/s]	3.760	Sclerometriche	IR	29	32	36	29	29	6	7	8	9	10	11	12
21	ID:	P AD-05 (Piano -2)								Dimensioni	Posizione della prova						
	Letture Ultrasuni	d [m]	0,30	Battute	Numero	1	2	3	4	5	30x40	Lato:	Corto	H [m] = 1,15	I [m] = 0,10		
		v _{media} [m/s]	3.870	Sclerometriche	IR	30	31	36	35	30	6	7	8	9	10	11	12

Tabella 4.20: Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo, stimata a partire dai valori di IR e V, ottenuti mediante le prove sclerometriche e ultrasoniche sugli elementi strutturali in calcestruzzo indagati.

Resistenza a compressione stimata [Mpa]												
N	Piano	Valori sperimentali		Prova sclerometrica (figura 4.28)	Prova Ultrasonica				Sonreb in letteratura			Sonreb tarato [4.36]
					Tabella 4.17	Esponenziale [4.25]	Potenziale [4.26]	Testo Unico [4.23]	Di Leo-Pascale [4.31]	Giacchetti-Laquaniti [4.32]	Del Monte [4.33]	
1	-1	IR _{medio}	39	42	27	26	23	30	31	24	29	48
		v _{media} [m/s]	3680									
2		IR _{medio}	39	42	24	21	12	15	24	19	25	38
		v _{media} [m/s]	3330									
3		IR _{medio}	30	24	24	21	12	15	18	13	18	28
		v _{media} [m/s]	3310									
4		IR _{medio}	31	27	21	18	7	8	15	11	17	25
		v _{media} [m/s]	3050									
5		IR _{medio}	31	25	22	19	9	10	16	11	17	26
		v _{media} [m/s]	3130									
6		IR _{medio}	35	33	25	24	18	23	25	19	24	39
		v _{media} [m/s]	3540									
7		IR _{medio}	34	31	25	25	19	24	24	18	23	38
		v _{media} [m/s]	3560									
8		IR _{medio}	36	36	27	26	22	29	28	22	27	44
		v _{media} [m/s]	3670									
9		IR _{medio}	33	31	25	24	18	23	24	18	23	37
		v _{media} [m/s]	3550									
10		IR _{medio}	40	42	27	26	22	29	31	25	30	48
		v _{media} [m/s]	3670									
11		IR _{medio}	40	42	27	26	22	29	31	25	30	49
		v _{media} [m/s]	3670									
12		IR _{medio}	39	42	27	26	21	27	30	24	29	47
		v _{media} [m/s]	3630									
13		IR _{medio}	37	36	23	20	11	13	21	16	22	33
		v _{media} [m/s]	3250									
14	-2	IR _{medio}	32	28	28	29	29	39	27	21	25	43
		v _{media} [m/s]	3830									
15		IR _{medio}	34	32	29	28	28	37	29	22	26	45
		v _{media} [m/s]	3800									
16		IR _{medio}	33	31	29	30	31	42	29	22	26	46
		v _{media} [m/s]	3880									
17		IR _{medio}	34	31	30	31	34	46	31	24	28	48
		v _{media} [m/s]	3930									
18		IR _{medio}	33	31	25	25	20	26	24	18	23	38
		v _{media} [m/s]	3610									
19		IR _{medio}	31	25	27	28	26	34	25	18	23	39
		v _{media} [m/s]	3750									
20		IR _{medio}	32	27	27	28	26	34	26	19	24	41
		v _{media} [m/s]	3760									
21		IR _{medio}	32	28	28	30	31	41	28	21	25	44
		v _{media} [m/s]	3870									
Valori Stimati Medi di Resistenza [MPa]				33	26	25	21	27	26	19	24	40

4.3.5 Conclusioni: Importanza e limiti delle prove sclerometriche ed ultrasoniche

Se si considerano i valori medi di resistenza ottenuti nella tabella 4.20 si possono trarre le seguenti conclusioni.

Innanzitutto se si dovessero confrontare i risultati ottenuti per le resistenze, mediante formule non tarate del metodo ultrasonico o combinato SonReb, con la resistenza media di progetto o con la stessa ridotta di un fattore 0,85 (come affermato nel capitolo 11.2.6 delle NTC del 2008), si nota subito come esse siano nella maggior parte dei casi minori del valore minimo considerato.

Infatti il valore medio della resistenza di progetto per questi elementi vale 41,7 MPa e il valore medio ridotto con l'opportuno coefficiente vale 35,5 MPa. L'unico valore che più si avvicina ai valori minimi

richiesti è quello della resistenza stimata mediante la sola prova sclerometrica. Per quanto riguarda i valori di resistenza ottenuti mediante le formule non tarate, a partire dalla misura ultrasonica o attraverso il metodo combinato SonReb, risultano essere di molto inferiori ai minimi richiesti.

Questi risultati sono una conferma che i metodi di stima della resistenza mediante prove sclerometriche e ultrasoniche sono per l'appunto dei metodi di stima, che non possono fornire da soli dei risultati attendibili sulla esatta resistenza del materiale; tuttavia essi risultano importanti perché forniscono più che altro un indice di buona fattura dello stesso.

Tutto ciò è conseguenza del fatto che è impossibile stabilire curve di correlazione tra le grandezze da stimare (resistenza meccanica del materiale) e parametri non distruttivi aventi carattere del tutto generale. Per quanto riguarda le prove sclerometriche infatti il parametro di riferimento è la durezza superficiale del materiale che, oltretutto, come detto in precedenza, è influenzato da diversi parametri, i più importanti l'età del calcestruzzo, che causa un incremento dell'indice di rimbalzo, e il suo contenuto in umidità, che ne causa un decremento.

Per quanto riguarda le prove ultrasoniche il parametro di riferimento è proprio la velocità di propagazione delle onde elastiche all'interno del materiale, anch'esso dipendente da diversi fattori, come visto in precedenza. Oltretutto questo parametro permette la determinazione del modulo elastico per materiali omogenei ed isotropi (caratteristiche proprie del calcestruzzo solo in parte) e non direttamente della resistenza a compressione, che è, invece, una proprietà del materiale che si manifesta in fase avanzata non lineare.

Proprio per l'aleatorietà dei risultati ottenuti considerando solamente i valori ottenuti da una delle due prove, essi vengono sempre utilizzati combinati, per compensare in parte i difetti di ognuno.

Tuttavia, ancora questo non basta. Infatti, considerando i valori di resistenza ottenuti mediante il metodo combinato SonReb, utilizzando le più comuni formule presenti in letteratura, essi risultano ancora non essere soddisfacenti.

Le correlazioni attualmente in uso, infatti, sono state ricavate, nella maggior parte dei casi, da esperienze su campioni confezionati ad hoc e pertanto, non è certo che tali correlazioni abbiano validità generale.

È per questo che è fondamentale per ottenere dei risultati attendibili, la taratura del metodo (da effettuare come spiegato nel capitolo 4.3.3).

Infatti i risultati ottenuti mediante questo metodo, sono gli unici realmente confrontabili con i valori di resistenza media di progetto. Utilizzando questo tipo di approccio, risulta allora possibile rendere veramente significativa l'esecuzione della prova; infatti, una volta tarata la formula su una certa popolazione di campioni, sarà possibile verificare la resistenza di elementi strutturali realizzati con la medesima miscela, senza realizzare ulteriori prove distruttive, ma semplicemente limitandosi a verificarne la coerenza in base ai valori ottenuti dalle prove non distruttive sclerometriche ed ultrasoniche.

Ovviamente il procedimento di taratura è necessario che venga realizzato per ogni miscela omogenea di calcestruzzo e la relativa formula tarata sarà utilizzata per verificare la resistenza dei soli elementi realizzati con la medesima miscela, altrimenti viene meno la validità del procedimento stesso.

4.4 Indagini per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo di edifici esistenti

4.4.1 Carotaggio

Riferimento normativo: UNI EN 12504-1, UNI EN 12390-1, UNI EN 12390-3

Descrizione e generalità

Lo scopo di questa tipologia di indagine è di fornire al Laboratorio il provino da sottoporre a prova di compressione per determinare la resistenza cilindrica. [1]

Dalle prove sulla carota si potrà ricavare anche il modulo elastico e lo spessore di carbonatazione.

Il numero di carote da prelevare per caratterizzare il materiale dell'elemento strutturale in studio non deve essere inferiore a 3.

Le carotatrici hanno punte con diametri di 7, 10, 14 e 16 cm che vanno scelte, tendendo al diametro massimo, in funzione delle difficoltà del sito.

La scelta del diametro della carota dovrà tenere conto di alcuni aspetti:

- la riduzione della sezione resistente dell'elemento in studio;
- evitare il taglio di armature;
- il diametro dell'inerte.

L'operazione di carotaggio è particolarmente delicata in quanto, se non eseguita correttamente, potrebbe compromettere i risultati. Sono quindi importanti alcuni aspetti:

- utilizzare punte perfettamente cilindriche e ben affilate;
- fissare rigidamente la carotatrice evitando qualunque vibrazione;
- utilizzare abbondantemente l'acqua di raffreddamento.

Tutti i fori andranno riempiti con malta di cemento a presa rapida.

Le carote saranno tagliate e rettificate presso un Laboratorio Prove Materiali ufficiale, in base alla normativa UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-3, che fornirà la resistenza cilindrica di compressione.

Condizioni operative

Nell'individuazione del punto di estrazione della carota è necessario, preventivamente, individuare la presenza di ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso. Se, durante l'esecuzione di taglio della carota dovesse esser riscontrata la presenza di un elemento estraneo al calcestruzzo la prova va interrotta, spostandosi in altra zona dell'elemento strutturale. Procedere all'estrazione di carote con inseriti elementi di armatura produce delle vibrazioni che sono dannose e tendono ad alterare i risultati.

Procedura

Fissare la carotatrice con gli appositi tasselli perfettamente ortogonale alla superficie di lavoro. Va sempre previsto il tubo per l'acqua di raffreddamento e l'aspiratore del fango di taglio. Procedere ad attivare la carotatrice che deve avanzare in maniera costante e controllata; estratta la carota contrassegnarla con una denominazione e riportare i dati della posizione di estrazione su un'apposita scheda. Procedere a eseguire una fotografia della carota e del foro di estrazione. La carota deve avere (dopo la rettifica in Laboratorio) una lunghezza almeno pari al diametro. Per il trasporto della carota al Laboratorio è necessario provvedere a una protezione agli urti inserendo la carota in apposite cassette con avvolto materiale di protezione.

Apparecchiatura

Utilizzare solo carotatrici professionali con sistema di avanzamento possibilmente automatico. La corona deve essere a filo diamantato. E' necessario scegliere una corona con un diametro pari ad almeno tre volte il diametro massimo dell'inerte.

Sicurezza

Utilizzare sempre: scarpe antinfortunistiche, occhiali, guanti, casco, cuffie antirumore.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora dell'estrazione;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile delle posizioni di estrazione;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova.

Allegare le foto dell'applicazione della carotatrice e della carota. L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.35: Carotatrice per calcestruzzo



Figura 4.36: Esecuzione di un carotaggio

4.4.2 Indagine di tipo pull-out

Riferimento normativo: ex UNI EN 12504-3, CSLP2008

Descrizione e generalità

La tecnica di indagine denominata Pull-out è utilizzata per stimare la resistenza meccanica del calcestruzzo in opera. La metodologia consiste nell'inserire nel calcestruzzo un tassello metallico standardizzato e di estrarlo mediante idonea attrezzatura. Il valore della forza di rottura del cono di calcestruzzo attorno al tassello, attraverso una curva di correlazione sperimentale, permette di stimare la resistenza media del calcestruzzo, R_{cm} . [1]

Il valore della forza massima necessaria consente, attraverso delle curve sperimentali di correlazione, di pervenire al valore della R_{cm} . La rottura della parte sottoposta a tensione avviene per compressione-taglio tra la parte allargata del tassello e la base del martinetto.

La strumentazione, oltre a comandare elettricamente il funzionamento del martinetto, consente una misura precisa della pressione oleodinamica, depurata degli attriti nella fase di taratura, e una stampa dei valori rilevati.

La curva di correlazione tra forza massima d'estrazione e R_{cm} è ricavata da studi sperimentali di confronto con provini cubici:

$$R_{cm} = \frac{-12,5 \cdot 10^{-6} \cdot F^2 + 0,157 \cdot F + 10}{10} \quad [MPa] \quad [4.37]$$

dove F è la forza di estrazione [daN].

Vanno eseguite almeno 3 estrazioni per ogni elemento strutturale in studio utilizzando la media dei risultati ottenuti.

Tutti i valori medi potranno concorrere a determinare la resistenza caratteristica R_{ck} definita, D.M. LL.PP del 9 gennaio 1996, come la resistenza a compressione al di sotto della quale si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure effettuate:

$$R_{ck} = R_{tm} - 1,64 SQ \quad [4.38]$$

dove R_{tm} è il valore medio di tutti i risultati e SQ è lo scarto quadratico.

Condizioni operative

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza dei ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso. Liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame. I tasselli vanno inseriti a una distanza di circa 20 cm uno dall'altro. Lo spessore minimo del calcestruzzo deve essere almeno di 10 cm e la distanza minima dai bordi dei punti di prova di almeno 10 cm.

Procedura

Effettuare un foro, con apposita punta svasata, scegliendo un punto che non presenti dei ferri di armatura per un raggio di 5 cm; pulire il foro con getto d'aria; inserire il tassello standard e ribatterlo al fine di farlo aderire perfettamente alle pareti del foro; avvitare il cilindro filettato del martinetto fino a contrasto; attivare l'apparecchiatura di estrazione fino al raggiungimento della rottura cogliendo la forza massima impiegata. Vanno eseguite almeno 3 prove per zona ottenendo un valore medio di riferimento. Per la validità della prova, tutti i valori risultanti devono ricadere entro un range del $\pm 20\%$ rispetto alla loro media, altrimenti si deve scartare la misura non compresa e si deve condurre un'ulteriore estrazione. L'apparecchiatura utilizzata dev'essere tarata entro 1 anno dalla data della prova.

Apparecchiatura

Sono da utilizzare apparecchiature di prova che impieghino, per il calcolo della forza, un trasduttore di pressione tarato; l'apparecchiatura deve produrre una stampa che riporti almeno: data, ora e forza di estrazione. Sulla stampa dovrà essere trascritto il numero del provino e l'elemento strutturale sottoposto a prova.

Sicurezza

Utilizzare sempre: scarpe antinfortunistiche, casco, occhiali e guanti antinfortunistici.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

nome dello sperimentatore;

- data e ora della prova;
- identificazione inequivocabile della posizione di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- tabella dei risultati di prova relativamente alla forza misurata;
- valore di correlazione della resistenza R_c del calcestruzzo indicando la formula utilizzata.

Al report deve essere allegata la stampa, o una fotocopia, dei dati ottenuti direttamente dalla apparecchiatura. L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.37: Strumentazioni per indagini pull-out



Figura 4.38: Situazione finale in seguito ad indagine pull-out

4.4.3 Indagine con metodo Windsor

Riferimento normativo: ASTM C803, BS1881:207

Descrizione e generalità

Lo scopo della prova è di stimare la resistenza del calcestruzzo in funzione della resistenza alla penetrazione da parte di una sonda in acciaio sottoposta a spinta balistica ed infissa all'interno del materiale con energia prestabilita. Per stimare la Resistenza media a compressione R_c si utilizza una tabella di correlazione, scala di Mohs, dei valori relativi alla profondità media di penetrazione della sonda, tabella con risultati in funzione della durezza superficiale dell'aggregato. [1]

Condizioni operative

Nella predisposizione della prova è necessario, preventivamente, individuare la presenza dei ferri d'armatura con indagine pacometrica, segnandoli con gesso. Liberare le zone scelte dall'intonaco o quant'altro non faccia parte del materiale in esame.

Procedura

Scegliere il punto di impatto evitando la vicinanza di ferri d'armatura; appoggiare la punta della pistola facendo attenzione di tenerla perpendicolare rispetto alla superficie; effettuare lo sparo con l'inserimento della sonda; effettuare la misurazione della parte di sonda rimasta all'esterno utilizzando lo specifico strumento di misura. Per la valutazione della Resistenza meccanica R_c , su scala Mohs, con l'individuazione della colonna dei valori nella tabella, è necessario sfregare una serie di inerti campione di diversa durezza sino ad individuare il campione che determina segni di abrasione. Vanno eseguite almeno 3 prove per zona di controllo ottenendo un valore medio di riferimento. Se le misure da mediare hanno una variazione superiore a 0,5 cm si devono utilizzare, per il calcolo, solamente i due valori più simili o in alternativa ripetere le tre prove in un'altra zona.

Apparecchiatura

Utilizzare solo la pistola Windsor commercializzata dal distributore ufficiale.

Sicurezza

Utilizzare sempre: scarpe antinfortunistiche, occhiali, guanti, casco, cuffie antirumore.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora della prova;
- identificazione inequivocabile della posizione di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- tabella dei risultati di penetrazione con l'individuazione della resistenza stimata R_c .

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.39: Pistola Windsor



Figura 4.40: Applicazione pistola Windsor su elemento strutturale

4.4.4 Misura delle deformazioni

Descrizione e generalità

Scopo della prova è di misurare la deformazione relativa di un elemento strutturale sottoposto a un carico per determinarne, attraverso il Modulo Elastico, lo stato tensionale.

In molte applicazioni di ingegneria può essere utile stimare lo stato tensione locale preesistente in un elemento strutturale a causa delle azioni dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili) e indirette (spostamenti impressi, variazioni termiche e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti vincolari) cui esso è sottoposto.

A tal fine possono essere sfruttate diverse tipologie di sensori, quali estensimetri elettrici (strain-gauges) e/o sensori a corda vibrante.

L'estensimetro è uno strumento di misura utilizzato per rilevare piccole deformazioni dimensionali di un corpo sottoposto a sollecitazioni meccaniche o termiche (es. applicazione di carichi o variazioni di temperatura).

L'estensimetro elettrico a resistenza è costituito da una griglia di sottilissimo filo metallico (solitamente costantana) rigidamente applicata su di un supporto di materiale plastico.

L'estensimetro viene utilizzato incollandolo sulla superficie del corpo di cui si vogliono misurare le deformazioni generalmente utilizzando collanti istantanei come il cianoacrilato. Il filo dell'estensimetro segue le deformazioni della superficie a cui è incollato, allungandosi ed accorciandosi insieme ad essa; queste variazioni dimensionali causano una variazione della resistenza elettrica del filo. Misurando, tramite

un ponte di Wheatstone o altro sistema, tali variazioni, si può risalire all'entità della deformazione che le ha causate.

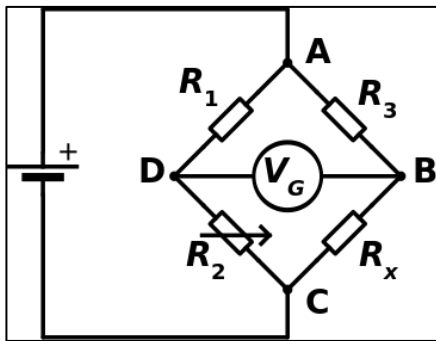
Funzionamento

Il ponte di Wheatstone è un metodo per il calcolo preciso di una resistenza elettrica.

Si compone di un generatore di tensione che alimenta due rami resistivi posti in parallelo: il primo è composto da un resistore campione in serie a una cassetta di resistori (resistenza variabile tramite opportune manopole) di elevata precisione; il secondo ramo è invece composto da un resistore campione in serie alla resistenza incognita.

Si pone quindi un galvanometro a zero centrale, eventualmente protetto da uno shunt in parallelo, tra i due resistori del primo ramo e i due del secondo ramo. Alimentando quindi il circuito, si noterà che il galvanometro segnala il passaggio di una corrente elettrica.

Si varia quindi il valore della cassetta di resistenze fino a quando il galvanometro non indica più il passaggio di una corrente. In questa situazione il valore di resistenza elettrica del resistore incognito è calcolabile con una semplice formula matematica.



Se vale che $V_G = 0$:

$$\frac{R_2}{R_2 + R_1} = \frac{R_x}{R_x + R_3} \quad [4.39]$$

Da cui:

$$R_x = \frac{R_2 \cdot R_3}{R_1} \quad [4.40]$$

Figura 4.41: Schema del Ponte di Wheatstone

La variazione di resistenza misurata dallo strumento risulta poi legata alla deformazione tramite un fattore denominato *Gage Factor*, ossia il fattore di taratura (che negli estensimetri commerciali vale circa 2).

È noto che per un resistore vale che:

$$R = \rho l / A \quad [4.41]$$

Dove: ρ è la resistività del materiale, l è la lunghezza del resistore e A è l'area della sezione trasversale del resistore.

Differenziando e dividendo per R , si trova che:

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho \cdot L}{R \cdot A} + \frac{\rho \cdot dL}{R \cdot A} - \frac{\rho \cdot L \cdot dA}{R \cdot A^2} \quad \text{da cui, sostituendo la [4.41]:} \quad \frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \frac{dL}{L} - \frac{dA}{A^2}$$

$$\text{Noto che:} \quad \varepsilon_t = -\nu \varepsilon_l \quad ; \quad \varepsilon_l = \frac{\Delta L}{L} \quad ; \quad \frac{dA}{A} = -2\nu \varepsilon_l$$

$$G_F = \frac{dR/R}{\varepsilon_l} = (1 + 2\nu) + \frac{d\rho/\rho}{\varepsilon_l} \quad [4.42]$$

$$\text{Se la deformazione fosse monoassiale, varrebbe che:} \quad \frac{\Delta R}{R} = k \cdot \varepsilon \quad [4.43]$$

Nella realtà, poiché abbiamo deformazioni in varie direzioni si ha che:

$$\frac{\Delta R}{R} = F_l \varepsilon_l + F_t \varepsilon_t = F_l (\varepsilon_l + k_t \varepsilon_t) \quad [4.44]$$

Dove in funzione di $k_t = F_t/F_l$ e del rapporto $\varepsilon_t/\varepsilon_l$ si misura l'entità dell'errore di misura.

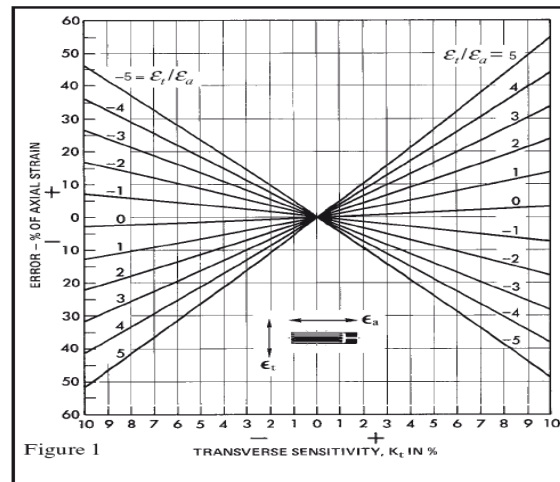


Figura 4.42: Grafico dell'entità dell'errore

Inoltre sugli estensimetri elettrici a resistenza è molto importante l'influenza della temperatura.

La corrente elettrica che scorre nell'estensimetro provoca un riscaldamento per effetto Joule. L'effetto di tale riscaldamento è una variazione di resistenza elettrica relativa:

$$\frac{\Delta R'}{R} = \gamma \Delta T \quad [4.45]$$

Dove γ rappresenta il coefficiente termico di resistenza del materiale del conduttore.

Se inoltre le misure vengono realizzate in ambienti con temperature diverse da quelle standard (25 °C) il riscaldamento della griglia provoca un allungamento termico del filo (e); il riscaldamento provoca anche un allungamento del materiale (m) cui è applicata la griglia estensimetrica:

$$\frac{\Delta L_e}{L} = \alpha_e \Delta T \quad ; \quad \frac{\Delta L_m}{L} = \alpha_m \Delta T \quad \text{da cui:} \quad \frac{\Delta L}{L} = (\alpha_e - \alpha_m) \Delta T$$

Questo contributo provoca una variazione di resistenza relativa pari a:

$$\frac{\Delta R''}{R} = G_F \frac{\Delta L}{L} = G_F (\alpha_e - \alpha_m) \Delta T$$

In definitiva gli effetti termici provocano una deformazione detta apparente che risulta:

$$\varepsilon = \frac{1}{G_F} \left(\frac{\Delta R'}{R} + \frac{\Delta R''}{R} \right) = \left[\frac{\alpha}{G_F} + (\alpha_e - \alpha_m) \right] \Delta T \quad [4.46]$$

Pertanto se si vuole eliminare tale deformazione bisogna porre:

$$\frac{\alpha}{G_F} + (\alpha_e - \alpha_m) = 0 \quad \text{cioè} \quad \frac{\alpha}{G_F} = (\alpha_e - \alpha_m) \quad [4.47]$$

Altro modo per eliminare l'influenza della temperatura è quello di usare un ponte di Wheatstone connettendo l'estensimetro per la misura su un lato e un altro estensimetro uguale su un pezzo dello stesso materiale non sottoposto ad alcuna sollecitazione ma esposto alla stessa temperatura su un lato adiacente del ponte. Per le caratteristiche del ponte di Wheatstone le deformazioni dovute alla temperatura producono la stessa variazione di resistenza in modulo ma di segno discorde così da elidersi.

Per effettuare la misurazione, pertanto, occorre:

- Calibrare il ponte e la resistenza;
- Utilizzare eventuali estensimetri fittizi per compensare la temperatura;
- Disporre gli estensimetri in modo da considerare le deformazioni associate agli sforzi da verificare.

Per semplicità, assunto che:

- $\Delta R/R$ è molto piccolo;
- Tutti i G_F sono uguali;
- Tutte le resistenze nominali sono uguali.

Si immagini quindi di avere una trave generica sottoposta a una configurazione generica di carico di azione normale e flettente, sulla quale vengono applicati una serie di estensimetri:

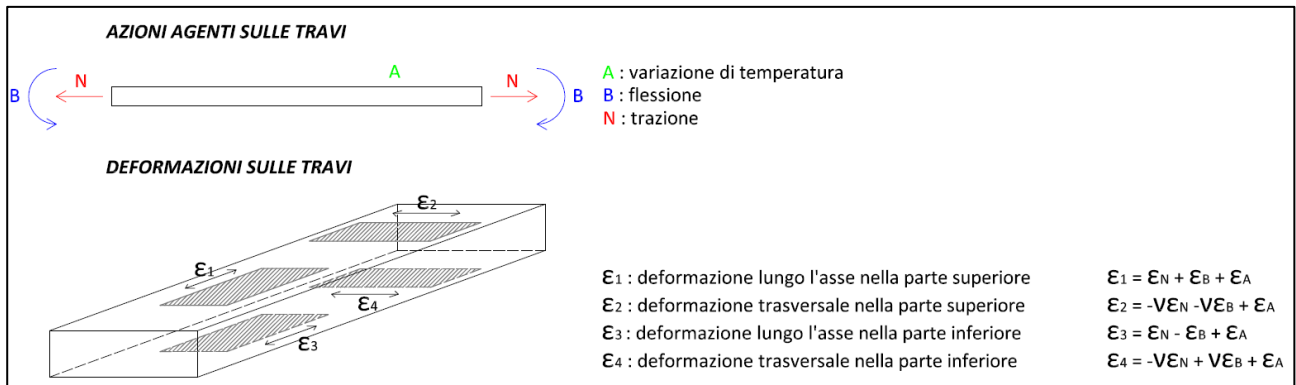


Figura 4.43: Schema posizionamento estensimetri su una trave generica e relative deformazioni

Vale che:

$$\frac{V}{E} = \frac{\Delta R_1 + \Delta R_4 - \Delta R_3 - \Delta R_2}{R_0} = G_F (\varepsilon_1 + \varepsilon_4 - \varepsilon_3 - \varepsilon_2) \quad [4.48]$$

Da cui:

$$\varepsilon_{tot} = \frac{V/E}{G_F} = \varepsilon_1 + \varepsilon_4 - \varepsilon_3 - \varepsilon_2 \quad [4.49]$$

Il posizionamento degli estensimetri, di eventuali estensimetri fittizi per la compensazione della variazione di temperatura e la configurazione del ponte sono molto importanti per considerare o meno la deformazione subita dall'elemento per effetto di sforzi dovuti a flessione o a compressione o a taglio.

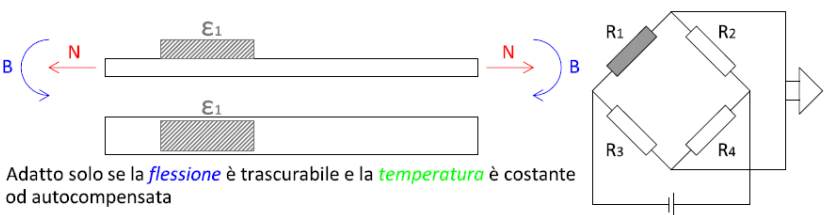
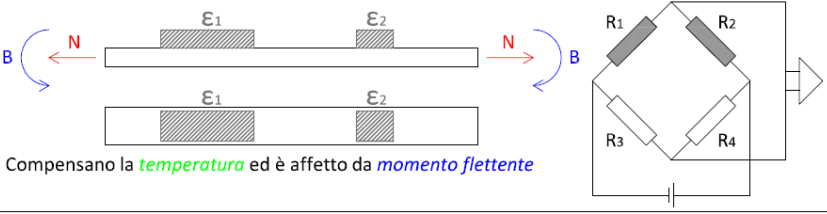
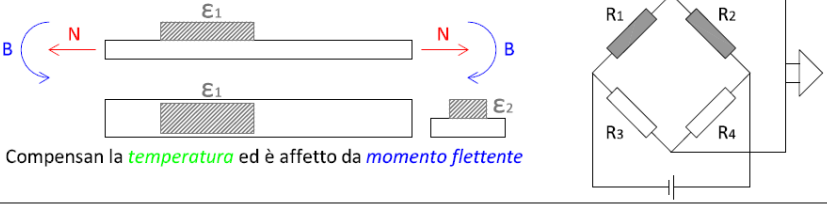
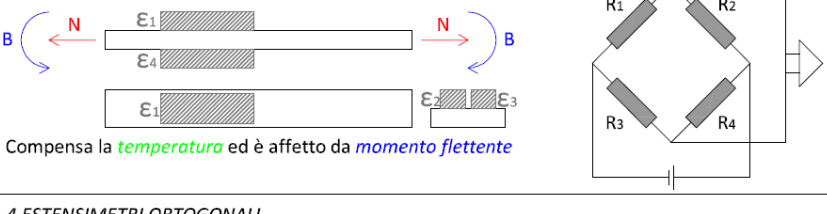
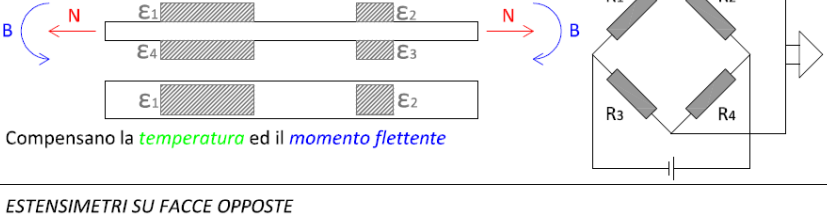
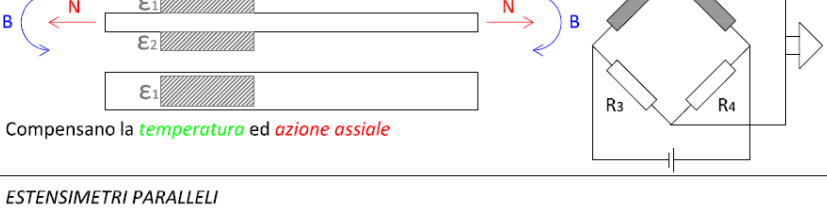
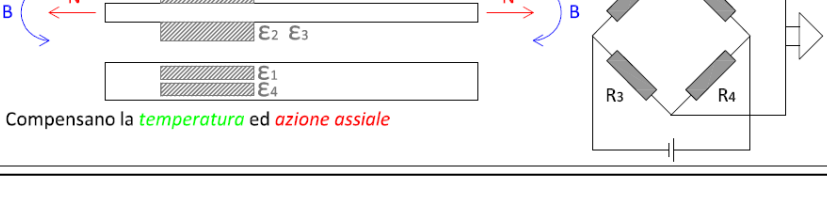
POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI E PONTE DI WHEATSTONE	DEFORMAZIONI
ESTENSIMETRO SINGOLO  Adatto solo se la <i>flessione</i> è trascurabile e la <i>temperatura</i> è costante od autocompensata	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= 0 \\ \epsilon_3 &= 0 \\ \epsilon_4 &= 0 \\ \epsilon_{TOT} &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A\end{aligned}$
ESTENSIMETRI ORTOGONALI  Compensano la <i>temperatura</i> ed è affetto da <i>momento flettente</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= -\nu \epsilon_N - \nu \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= 0 \\ \epsilon_4 &= 0 \\ \epsilon_{TOT} &= (1+\nu)\epsilon_N + (1+\nu)\epsilon_B\end{aligned}$
ESTENSIMETRO FITTIZIO  Compensano la <i>temperatura</i> ed è affetto da <i>momento flettente</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= 0 \\ \epsilon_4 &= 0 \\ \epsilon_{TOT} &= \epsilon_N + \epsilon_B\end{aligned}$
ESTENSIMETRO FITTIZIO  Compensa la <i>temperatura</i> ed è affetto da <i>momento flettente</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= \epsilon_A \\ \epsilon_4 &= \epsilon_N - \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_{TOT} &= 2\epsilon_N\end{aligned}$
4 ESTENSIMETRI ORTOGONALI  Compensano la <i>temperatura</i> ed il <i>momento flettente</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= -\nu \epsilon_N - \nu \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= -\nu \epsilon_N + \nu \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_4 &= \epsilon_N - \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_{TOT} &= 2(1+\nu)\epsilon_N\end{aligned}$
ESTENSIMETRI SU FACCE OPPOSITE  Compensano la <i>temperatura</i> ed <i>azione assiale</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= \epsilon_N - \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= 0 \\ \epsilon_4 &= 0 \\ \epsilon_{TOT} &= 2\epsilon_B\end{aligned}$
ESTENSIMETRI PARALLELI  Compensano la <i>temperatura</i> ed <i>azione assiale</i>	$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_2 &= \epsilon_N - \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_3 &= \epsilon_N - \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_4 &= \epsilon_N + \epsilon_B + \epsilon_A \\ \epsilon_{TOT} &= 4\epsilon_B\end{aligned}$

Figura 4.44: Schemi posizionamento estensimetri e relativa deformazione misurabile in funzione degli sforzi agenti di azioni normali e flettenti e di variazioni termiche

Si immagini quindi di avere una trave generica sottoposta a una configurazione generica di carico di azione normale, flettente e di taglio, sulla quale vengono applicati una serie di estensimetri come in figura:

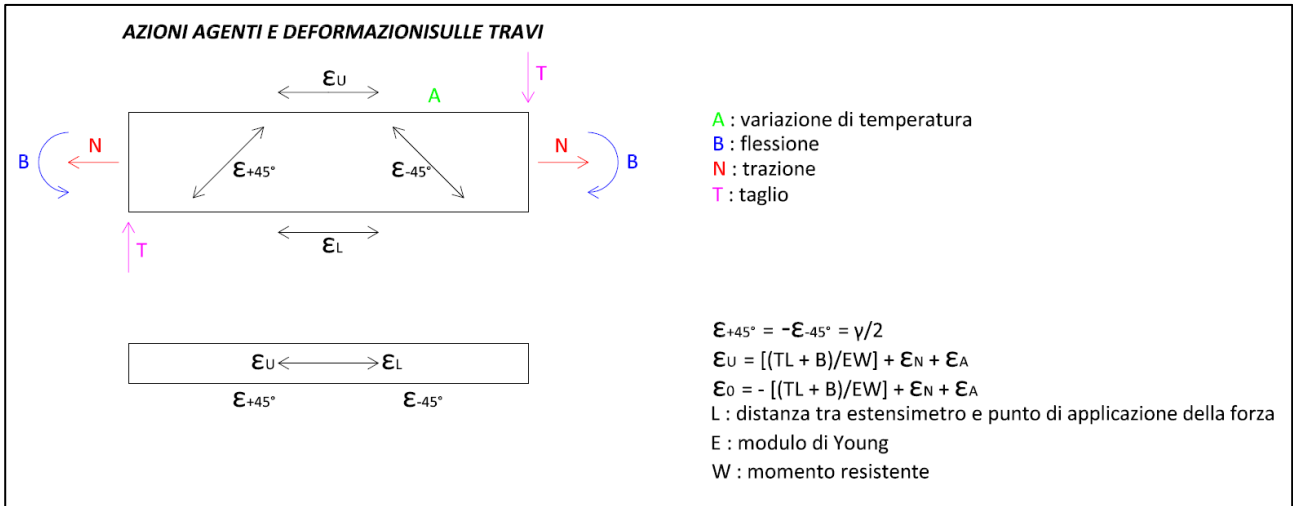


Figura 4.45: Schema posizionamento estensimetri su una trave generica e relative deformazioni

POSIZIONAMENTO ESTENSIMETRI E PONTE DI WHEATSTONE		DEFORMAZIONI
ESTENSIMETRI ORTOGONALI Compensano temperatura , trazione e momento flettente		$\epsilon_1 = \epsilon_{+45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_2 = \epsilon_{-45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_3 = 0$ $\epsilon_4 = 0$ $\epsilon_{TOT} = 2\epsilon_{+45^\circ} = \gamma$
ESTENSIMETRI ORTOGONALI Compensano temperatura , trazione e momento flettente		$\epsilon_1 = \epsilon_{+45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_2 = \epsilon_{-45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_3 = \epsilon_{-45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_4 = \epsilon_{+45^\circ} + \epsilon_A$ $\epsilon_{TOT} = 4\epsilon_{+45^\circ} = 2\gamma$
ESTENSIMETRI ORTOGONALI Compensano temperatura , trazione e momento flettente puro		$\epsilon_1 = [(TL_B + B)/EW] + \epsilon_N + \epsilon_A$ $\epsilon_2 = -[(TL_B + B)/EW] + \epsilon_N + \epsilon_A$ $\epsilon_3 = [(TL_A + B)/EW] + \epsilon_N + \epsilon_A$ $\epsilon_4 = -[(TL_A + B)/EW] + \epsilon_N + \epsilon_A$ $\epsilon_{TOT} = 2T(L_B - L_A) / (EW)$

Figura 4.46: Schemi posizionamento estensimetri e relativa deformazione misurabile in funzione degli sforzi agenti di azioni normali, flettenti e di taglio e di variazioni termiche

L'individuazione della tensione avviene attraverso la misura diretta della deformazione relativa ϵ dell'elemento (a seguito di una perturbazione, quale un taglio parziale praticato nella zona d'interesse) e la

successiva trasformazione in tensione attraverso la legge di Hooke: $\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot (\Delta L / L)$ dove con E si indica il modulo elastico del calcestruzzo.

Quest'ultimo parametro va valutato teoricamente oppure preferibilmente attraverso prove di compressione in laboratorio su campioni prelevati dalla struttura in esame.

Condizioni operative

Una volta individuato il punto e la direzione di misura va pulita la superficie accuratamente e se necessario carteggiata in modo che presenti una faccia perfettamente liscia. Pulire infine con solventi e sgrassatori appositi.

Procedura

Riportare con precisione sulla superficie una linea che rappresenti la direzione di misura; incollare l'estensimetro mediante apposite colle bicomponenti (o fissare lo strumento a corda vibrante); isolare lo strumento con la pasta collante e nastro adesivo facendo attenzione che non ci siano contatti tra i fili.

Dopo l'installazione i sensori vanno testati con l'unità di acquisizione e protetti con agente chimico e nastro adesivo.

La misura della deformazione relativa fornita dall'unità di acquisizione, espressa in $\mu\varepsilon$, è trasformata in tensione attraverso la legge di Hooke: $\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot (\Delta L / L)$ dove con E si indica il Modulo Elastico del calcestruzzo. Quest'ultimo parametro va valutando teoricamente o, preferibilmente, attraverso prove di compressione in Laboratorio su campioni prelevati dalla struttura in esame.

Apparecchiatura

Vanno preferite unità di acquisizione ad alta sensibilità con capacità di memorizzazione dei segnali acquisiti.

Sicurezza

Utilizzare sempre: occhiali, guanti, mascherina.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora del montaggio;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile delle posizioni di misura;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- temperatura ambiente e del materiale in prova;
- andamento temporale dei valori rilevati sottoforma di tabella o grafico.

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.

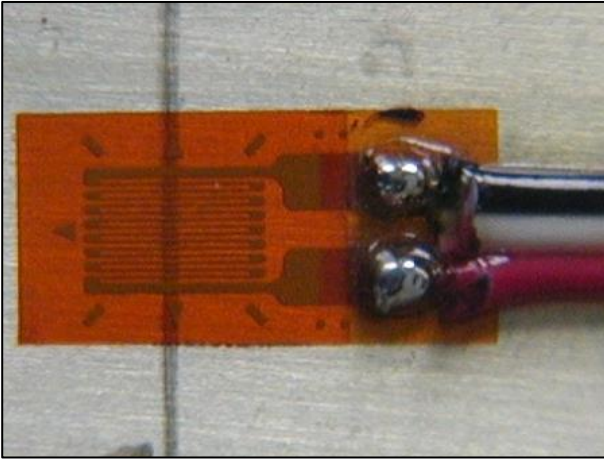


Figura 4.47: Estensimetro elettrico

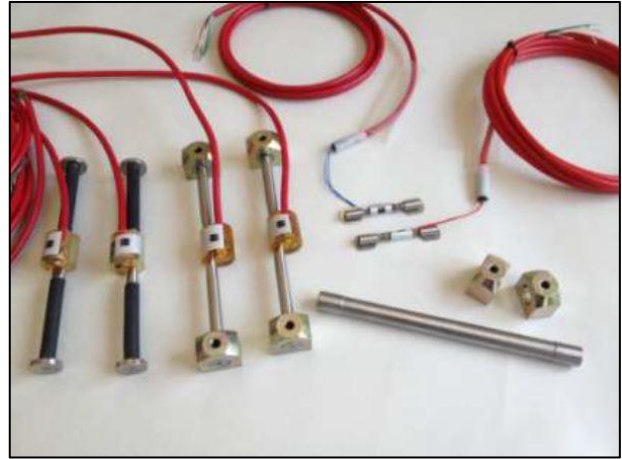


Figura 4.48: Estensimetri a corda vibrante

4.4.5 Indagini tramite endoscopia

Descrizione e generalità

L'indagine tramite endoscopia, mediante l'osservazione visiva, ha lo scopo di verificare visivamente la consistenza e la natura del materiale costituente evidenziando eventuali anomalie. La restituzione fotografica, o video dell'ispezione, permette di osservare in dettaglio le anomalie e cavità interne al calcestruzzo. [1]

Condizioni operative

Individuare il punto di esecuzione del foro scegliendo, ove possibile, una condizione operativa comoda per l'operazione di foratura.

Procedura

Procedere all'esecuzione del foro di diametro 20÷30 mm fino a raggiungere la profondità desiderata; pulire il foro mediante immissione di aria (se foro passante) o acqua al fine di evitare che il pulviscolo causato dalla perforazione offuschi le immagini; inserire la sonda endoscopica facendola avanzare in profondità con intervalli di 5 cm ispezionando visivamente le quattro direzioni (0°-90°-180°-270°); documentare la visione interna degli elementi indagati mediante memorizzazione di immagini o filmati e riportando, su apposito modulo, l'ubicazione delle anomalie riscontrate col commento. Eseguire una foto dell'area di prova con inserito l'endoscopia.

Apparecchiatura

Utilizzare una sonda endoscopica rigida per lunghezze fino a 1 m e, preferibilmente, una sonda flessibile per lunghezze superiori. La sonda è dotata in punta di gruppo ottico con sorgente luminosa e testa snodabile telecomandata tramite joystick. Le immagini devono essere trasmesse a un monitor a colori dotato di memoria di registrazione. Lo strumento deve essere dotato di un riferimento metrico indicante in maniera continua la posizione della porzione inquadrata.

Sicurezza

Utilizzare sempre: scarpe antinfortunistiche, casco, occhiali, oltre a guanti e mascherina durante l'esecuzione del foro.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;

- data e ora della prova;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile delle posizioni di prova;
- età del calcestruzzo (se conosciuta);
- condizione di umidità superficiale del calcestruzzo al momento della prova;
- fotogrammi e schema esplicativi della sezione dell'elemento con indicazione di eventuali anomalie e note dell'operatore.

Allegare le foto del punto di esecuzione e le immagini fotografiche, e/o filmati, dell'endoscopia. L'operazione va diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.49: Endoscopio



Figura 4.50: Immagine ricavata da un endoscopio

4.4.6 Indagini con pacometro per i ferri d'armatura

Riferimento normativo: BS 1881-204

Descrizione e generalità

Lo scopo dell'indagine è di determinare la posizione delle armature, lo spessore del copriferro e il diametro dei ferri. Questo tipo di rilevazione è particolarmente utile preventivamente all'esecuzione di altre prove come carotaggi, pull-out, ultrasuoni o sclerometro che necessitano di evitare le armature. [1]

Condizioni operative

Pulire la superficie e se necessario rimuovere le asperità in modo che si presenti la più possibile liscia al fine di non ostacolare lo scivolamento della sonda.

Procedura

Posizionare la sonda con l'asse longitudinale nella direzione ricercata dell'asse delle armature principali; procedere facendola scorrere lungo la superficie dell'elemento da indagare in direzione perpendicolare alle armature ricercate (la strumentazione emette un segnale di diversa intensità secondo la vicinanza ai tondini); segnata la posizione delle armature principali ricercare le staffe scorrendo la sonda parallelamente alla direzione delle stesse tracciando, man mano che si scansiona la superficie, la mappatura dei ferri di armatura rilevati tramite matita o gesso colorato; settare lo strumento per ripassare gli stessi punti segnati al fine determinare lo spessore del copriferro e il diametro delle armature.

Apparecchiatura

L'apparecchiatura utilizzata è costituita da una sonda trasmettente/ricevente di campo elettro-magnetico collegata a un'unità di elaborazione con display digitale e segnalatore acustico.

Sicurezza

Normali dotazioni di sicurezza di cantiere.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome dello sperimentatore;
- data e ora della prova;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- caratteristiche geometriche dell'elemento in prova;
- identificazione inequivocabile della zona indagata;
- schema delle armature rilevate con indicazione dello spessore di copriferro e del diametro con indicazione della precisione presunta.

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.



Figura 4.51: Pacometro



Figura 4.52: Indagine pacometrica

5 PROVE DI CARICO E COLLAUDO STATICO

Nel presente capitolo vengono descritte e analizzate le principali tipologie di prove di carico statico, in particolare riferimento alle prove di carico concentrato a spinta su solai orizzontali.

Questa tipologia di prova verrà esaminata ed eseguita su alcuni orizzontamenti dell'edificio in Via Alberto Mario. I risultati ottenuti verranno, infine, confrontati con quelli ottenuti per via teorica e quelli ottenuti da una modellazione ad elementi finiti "ad hoc" della struttura.

5.1 Descrizione, modalità di esecuzione e strumentazione delle prove di carico

Le prove di carico appartengono alla categoria delle prove in-situ non distruttive e vengono effettuate su elementi strutturali con lo scopo di verificarne sperimentalmente il comportamento sotto le azioni di esercizio.

Possono essere prove di collaudo, da effettuare prima di mettere in esercizio le strutture, al fine di verificarne la rispondenza alle previsioni progettuali, o prove di analisi, al fine di verificare il comportamento di un elemento strutturale già in opera.

Nella trattazione dell'argomento si considereranno prove di carico statiche che sono le più comuni, caratterizzate da carichi di prova di natura statica applicati per un tempo limitato anche se convenientemente protratti nel tempo, come stabilito dal *D.M. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*, punto 9.1. Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche (ad esempio simulanti un sisma, un carico dinamico d'esercizio, ecc.).

5.1.1 Operazioni preliminari e pronostico sul comportamento strutturale

Prima di effettuare prove di carico sulle strutture sono necessarie delle indagini preliminari al fine di delineare un pronostico del comportamento della struttura analizzata.

Le prove di carico, essendo prove non distruttive, si dovranno realizzare solamente se le preve indagini avranno assicurato che i materiali e gli elementi collaudati possano sopportare i successivi carichi applicati senza venire danneggiati.

Le indagini saranno diverse a seconda che le prove si debbano effettuare su strutture già esistenti o strutture in fase di costruzione.

In caso di strutture esistenti le prove di carico devono essere svolte in seguito ad una attenta ispezione necessaria per la diagnosi dello stato di conservazione delle costruzioni, la verifica della stabilità e della sicurezza delle strutture e la previsione della vita residua.

Lo studio dovrebbe comprendere la valutazione sia delle caratteristiche originarie dei materiali utilizzati, sia del loro stato di conservazione attuale. Per giungere a una corretta diagnosi, possono essere impiegate diverse tipologie di prova, in funzione dell'obiettivo per cui vengono svolte e dei materiali su cui sono applicate. Una volta eseguite le indagini sui materiali, vengono fatte valutazioni sul comportamento strutturale tramite rilievi geometrici che consentano di individuare le dimensioni effettive degli elementi strutturali. La valutazione viene generalmente effettuata in due fasi. Con un'indagine preliminare si effettua una prima valutazione globale dell'opera e dell'estensione dell'eventuale degrado.

Successivamente si effettuano indagini, con diverso grado di approfondimento (misure non distruttive sulla struttura oppure prelievi di campioni di materiale, da sottoporre ad analisi di laboratorio), che possono fornire parametri utili per la diagnosi.

Nel caso delle strutture in fase di costruzione, l'indagine preliminare e le eventuali indagini a seguire sono di facile esecuzione in quanto, essendo l'opera in fase di costruzione, si tratta solo di verificare la corrispondenza dei dettagli progettuali con quelli eseguiti.

Di particolare importanza rivestono in questo caso i certificati delle prove sui materiali. Il collaudatore statico deve ispezionare l'opera durante le fasi realizzative: le visite devono eseguirsi alla presenza del direttore dei lavori e del costruttore, come imposto dal *D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, art 65*.

Lo scopo delle visite è il controllo e la verifica della conformità delle opere in costruzione al progetto strutturale depositato in cantiere, alle norme ed alla buona regola tecnica.

Il collaudatore statico ha l'obbligo di esaminare i certificati delle prove sui materiali eseguite in laboratorio. In particolare, come espresso dal *D.M. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni, punto 11.1*, deve accertare in riferimento a calcestruzzi e acciai considerati:

- che i materiali utilizzati siano stati identificati e qualificati dal produttore verificando la norma europea armonizzata utilizzata o, in relazione al caso, la presenza della marcatura CE;
- che i materiali utilizzati siano stati accettati dal direttore dei lavori (con l'acquisizione della documentazione di qualificazione e con ulteriori prove sperimentali di accettazione);
- l'identificazione del laboratorio presso cui sono state effettuate le prove e che ha rilasciato il certificato;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che ha richiesto la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da testare nonché la data di ricevimento dei campioni;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata;
- le prove sui campioni e i valori di resistenza misurati.

Una volta eseguite le ispezioni della struttura ed aver effettuato i relativi accertamenti e indagini preliminari, sia che si tratti di strutture già esistenti che in fase di costruzione, si dovrà procedere alla realizzazione di un modello numerico che rappresenti la struttura in esame.

Infine si effettuerà un pronostico del comportamento della struttura in base al quale decidere se poter svolgere le prove di carico per verificarne il comportamento reale.

5.1.2 Aspetti normativi procedurali delle prove di carico

Le prove di carico vengono richiamate al punto 9.2 - *Prove di carico* delle Norme tecniche delle costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico e quello sperimentale (reale). I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al progettista e al costruttore. Le prove e la loro esecuzione coinvolgono quindi tutte le figure professionali e tecniche interessate alla realizzazione dell'opera.

Il progettista delle strutture ed il costruttore hanno due ruoli importanti in quanto il primo deve valutare la compatibilità del programma delle prove con la struttura ed esprimere parere di convalida o meno, mentre il secondo è chiamato alla analisi del programma ed alla sua accettazione o diniego.

Nel caso il progettista delle strutture non convalidasse il programma delle prove o il costruttore non lo accettasse si presentano due scenari al collaudatore, in primo luogo può chiedere al direttore dei lavori, con relazione motivata, l'esecuzione delle prove secondo le modalità indicate, altrimenti può dichiarare l'opera non collaudabile.

Come riportano le NTC 2008: *“Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori”.*

5.1.3 Scopo ed esito atteso dalla prova di carico

Come espresso dal D.M. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni, punto 9.1, la prova di carico deve caratterizzare il comportamento della struttura sotto le azioni di esercizio derivanti da combinazione caratteristica (combinazione rara), quindi le sollecitazioni indotte devono essere quelle massime.

Il superamento di uno stato limite d'esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso, i danni o le deformazioni cessano non appena sia eliminato il carico che ha portato al superamento dello SLE; nel secondo caso, si manifestano invece danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione del carico variabile che le ha generate.

L'elemento analizzato con la prova di carico (Es. solaio) deve sopportare le azioni di esercizio derivanti da combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili) come previsto da progetto, senza che incorrano fessurazioni o deformazioni maggiori di quanto calcolato.

Le prove di carico sono eseguite sugli elementi strutturali orizzontali, come travi e solai, o su elementi strutturali inclinati, quali scale e coperture a falde.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del collaudatore; l'esito va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- Le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi (figura 5.1);

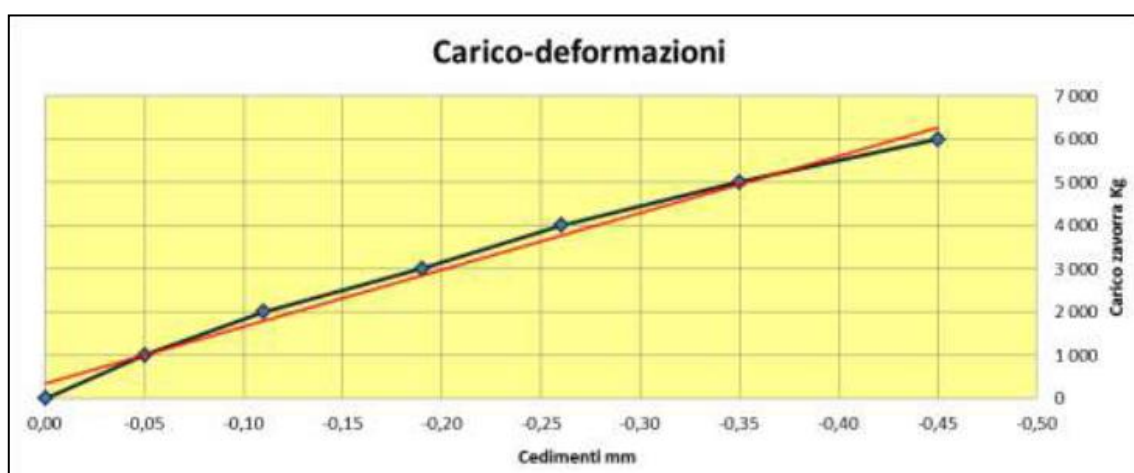


Figura 5.1: grafico carico – deformazioni desunto dalla prova di carico

- Nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;

- La deformazione residua, dopo la prima applicazione del carico massimo, non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- La deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

5.1.4 Modalità di esecuzione e applicazione dei carichi

Data l'evidente impossibilità di eseguire prove su ogni elemento strutturale, l'attenzione deve essere riservata ad alcune specifiche situazioni, ossia a quegli elementi che sono solitamente maggiormente sollecitati, come desumibile dalla relazione di calcolo strutturale (ad esempio coperture ed elementi inclinati come scale e solai) (figura 5.2).



Figura 5.2: Prove di carico su copertura, scale e solaio con carichi distribuiti e concentrati

Le prove di carico sugli orizzontamenti (es. solai) vengono normalmente effettuate caricandoli su un'area limitata che, a volte, interessa anche le travi portanti; la zona di carico si sceglie sufficientemente distante dalle travi o sostegni paralleli alla direzione dell'orditura del solaio per non risentire del loro possibile effetto collaborante.

La larghezza della striscia di carico deve essere tale da interessare almeno tre travetti contigui, mentre l'intensità del carico è determinata in base alle previsioni progettuali in modo da riproporre le stesse sollecitazioni massime, come già accennato precedentemente.

Essendo solitamente la prova effettuata sulla struttura allo stato grezzo, il carico di prova dovrà tener conto dei carichi mancanti quali:

- Carico accidentale o di esercizio;
- Carico permanente (pavimentazione, sottofondo, intonaco etc.)

Al fine di evitare fenomeni dinamici che possano pregiudicare la struttura, il carico di prova viene applicato gradualmente e ad intervalli regolari di tempo, eseguendo quindi le letture degli spostamenti sugli appositi strumenti di misura preventivamente collocati in alcuni punti significativi (mezzeria, quarti della luce e in corrispondenza degli appoggi), sia lungo la striscia di carico, sia trasversalmente ad essa, per tenere conto degli effetti della collaborazione laterale.

Gli intervalli tra le diverse fasi o cicli di carico sono necessari per permettere alla struttura il completamento della sua deformazione.

Definito il carico della prova, indipendentemente dallo schema di applicazione, esso non può essere applicato e/o rimosso dalla struttura istantaneamente: ciò significa che è necessario applicare il carico o rimuoverlo secondo una ben definita evoluzione temporale.

In linea di principio, il carico va applicato con velocità (di carico) costante nel tempo fino a raggiungere, nell'arco di quattro o cinque ore, quello previsto dal collaudo [12]; tale carico viene fatto agire per circa quindici ore, quindi si procede alla rimozione con velocità di scarico, in valore assoluto, preferibilmente uguale a quella di scarico (figura 5.3).

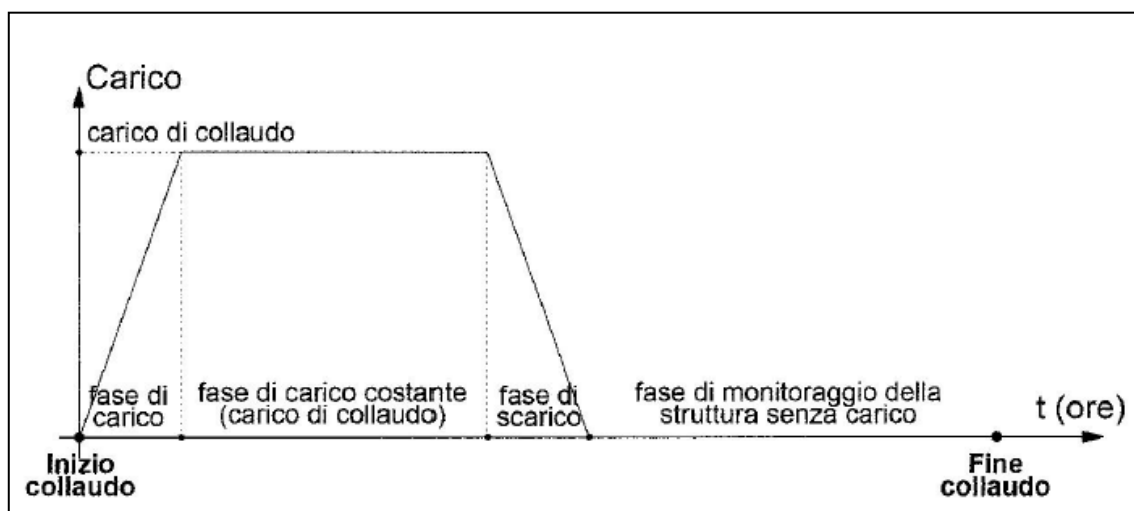


Figura 5.3: Indicazione temporale sull'esecuzione di una prova di carico tipo

Le prove sono effettuate sia con carichi distribuiti, mediante serbatoi ad acqua o zavorre di vario tipo, sia con carichi concentrati, mediante cilindri oleodinamici o serbatoi pensili. La scelta di una particolare tipologia di prova dipende, oltre che da eventuali richieste del Committente, da fattori come l'entità e la natura del carico di prova, la conformazione della struttura da esaminare, il numero di cicli da effettuare, etc.

5.1.4.1 Prove con carichi distribuiti

Le prove con carichi distribuiti consistono nel sollecitare le strutture con zavorre disposte su strisce di carico le cui dimensioni sono valutabili con diverse metodologie analitiche. Normalmente le zavorre utilizzate sono costituite da speciali serbatoi in PVC, riempiti con acqua (figure 5.4-5.5).



Figura 5.4: Prova di carico su solai con n. 2 serbatoi piani



Figura 5.5: Nuovo Auditorium – Isernia

Altri tipi di zavorre possono però essere sacchi di cemento, mattoni o blocchi di cemento. In questi casi i carichi distribuiti vengono collocati a zone alterne per evitare formazione di archi di scarico che determinerebbero sicuramente risultati inattendibili in quanto la struttura, così caricata, trasferirebbe in tutto o in parte il carico agli appoggi, falsando quindi il risultato delle prove, che indicherebbero notevoli possibilità di resistenza della struttura diverse dal suo reale comportamento.

5.1.4.2 Prove con carichi concentrati

Le prove con carichi concentrati sono realizzate mediante cilindri oleodinamici (martinetti idraulici) o mediante serbatoi pensili. I cilindri oleodinamici sono accoppiati a celle di carico per la misurazione della forza applicata. [13]

Con queste prove si fa ricorso ai cosiddetti carichi concentrati equivalenti e, a seconda dei metodi di applicazione di detti carichi, le prove si distinguono in:

- Prova a spinta: con tale metodo viene utilizzato il solaio sovrastante come organo di contrasto per il martinetto idraulico. Il carico è applicato mediante piastre di dimensioni di (100x20) cm, disposte trasversalmente all'orditura del solaio (figura 5.6). Il metodo sfrutta l'azione di contrasto esercitata dall'inflessione del solaio superiore soggetto al solo peso proprio e che determina un momento positivo (figura 5.7).

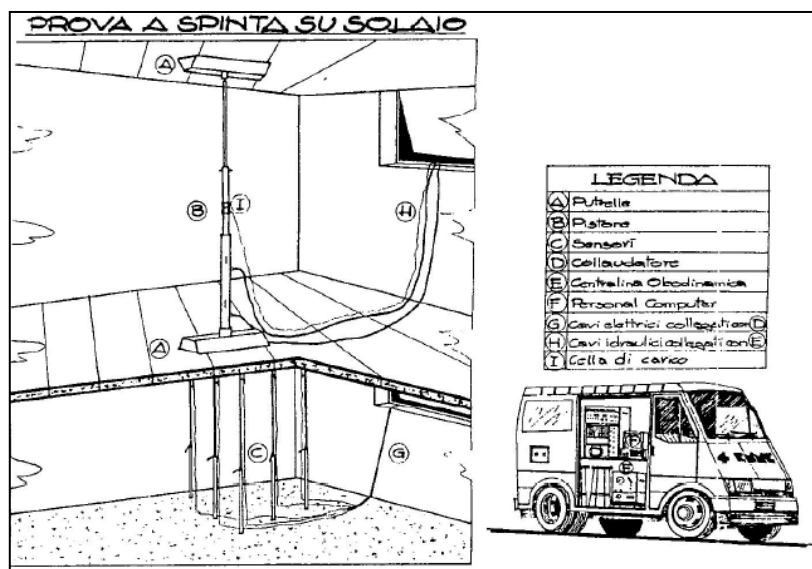


Figura 5.6: Prova a spinta su solaio



Figura 5.7: Prova a spinta su solaio e trave

- Prova a tiro: con tale metodo la deformazione della struttura è provocata mediante tiro, con l'accorciamento di uno o più cilindri oleodinamici ancorati alla struttura inferiore ed a essa fissati tramite tasselli. In questo caso la forza applicata sul solaio di prova può essere considerata come perfettamente concentrata (figura 5.8). Uno dei vantaggi peculiari di tale prova è quello di poter gestire accuratamente la forza da applicare e quindi di poter eseguire in tempi relativamente brevi anche diversi cicli di carico e scarico (figura 5.9).

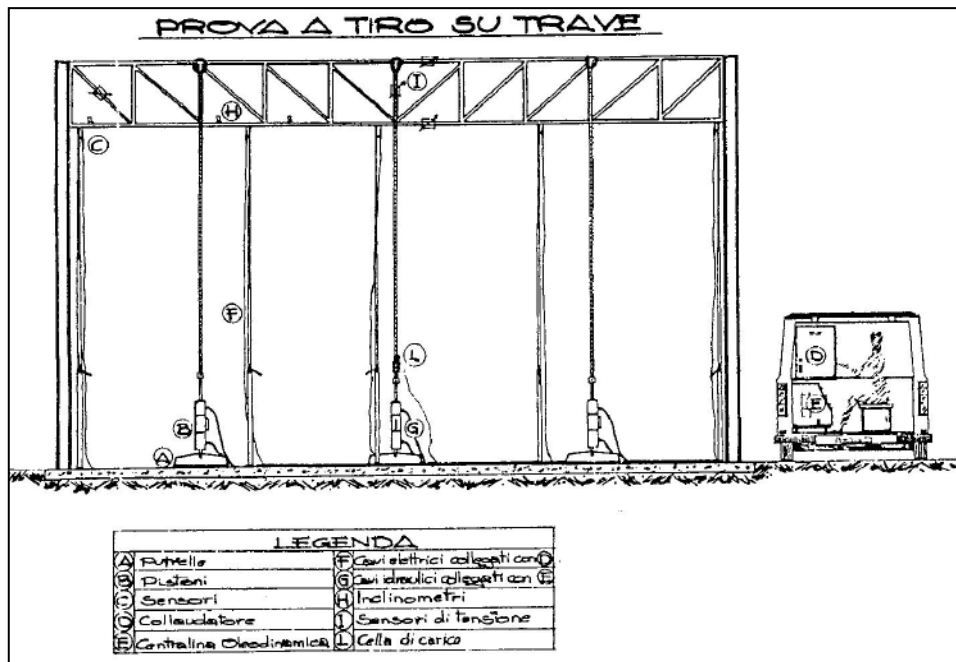


Figura 5.8: Prova a tiro su trave



Figura 5.9: Fase di allestimento e ancoraggio inferiore con tasselli meccanici

In tutti i casi, le misure (frecce, rotazioni, deformazioni), rilevate mediante sensori elettronici, permettono di controllare in tempo reale il comportamento della struttura, durante tutte le fasi di carico-scarico.

L'apparecchiatura principale è generalmente composta da:

- Unità di acquisizione dati per sensori di spostamento e rotazione
- Unità di comando
- Cella di carico
- Serie di martinetti a spinta
- Serie di martinetti a tiro
- Serie di prolunghe in lega leggera per il contrasto delle forze nelle prove a spinta
- Serie di catene per prove a tiro
- Basi di appoggio della spinta in lega leggera
- Basi di tiro in acciaio
- Sensori di spostamento
- Aste telescopiche
- Sensori inclinometrici.

Le peculiarità di questa metodologia possono essere così sintetizzate:

- Il carico è applicabile con qualunque velocità o gradualità;
- La velocità di installazione (15-30 minuti) offre la possibilità di eseguire diverse prove nella stessa giornata;
- La facile ripetibilità delle sollecitazioni consente processi di studio basati su metodi iterativi;
- Pavimenti finiti, se presenti, non vengono danneggiati;
- È possibile analizzare istantaneamente l'evolversi globale della deformazione al variare del carico.

5.1.4.3 Calcolo del carico concentrato: Metodo teorico

Come accennato precedentemente nelle prove di carico eseguite con il sistema oleodinamico si provoca la sollecitazione attraverso una forza concentrata su una striscia della struttura. [1]

La forza equivalente F_{eq} è definita come:

forza applicata su una linea di 1 metro, in corrispondenza della mezzeria di un solaio, trasversalmente alle nervature, capace di indurre lo stesso momento massimo prodotto da un carico uniformemente distribuito q

Per calcolare la F_{eq} partendo dal carico distribuito di prova q , si utilizza la formula:

$$F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L \quad [kN] \quad [5.1]$$

Dove:

- C_v = coefficiente di vincolo
- b = fascia trasversale di solaio collaborante [m];
- q = carico uniformemente distribuito di prova [kN/m^2];
- L = luce del solaio [m].

Il concetto della forza equivalente è esteso anche all'applicazione di forze concentrate su più linee (ai terzi, ai quarti di luce, ecc.), ed è intesa come la forza somma di tutte le forze applicate.

Il procedimento di calcolo del coefficiente C_v deriva dall'ipotesi di vincolo adottata. Per semplicità si ipotizzano vincoli eguali su entrambi i lati.

Se con P si intende la forza gravante "effettivamente" sulla striscia di un metro della struttura di prova, tale forza si ottiene riducendo quella applicata, F_{eq} , della quota assorbita dalla fascia trasversale di solaio collaborante b .

Pertanto, dalla [5.1], $P = F_{eq}/b$ e si ottiene che $P = C_v \cdot q \cdot L$, con C_v che va ricavato dalle condizioni di vincolo ipotizzate.

Si elencano di seguito i casi più semplici esplicitando l'uguaglianza dei momenti del carico concentrato di prova col carico distribuito che si intende simulare.

Semplice appoggio: $\frac{PL}{4} = \frac{qL^2}{8}$ *da cui* $P = \frac{1}{2} qL$ *determinando* $C_v = 0,50$

Semi-incastro: $\frac{PL}{4} - \frac{PL}{16} = \frac{qL^2}{4} - \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{24}$ *da cui* $P = \frac{4}{9} qL$ *determinando* $C_v = 0,44$

Incastro perfetto: $\frac{PL}{4} - \frac{PL}{8} = \frac{qL^2}{4} - \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{12}$ *da cui* $P = \frac{1}{3} qL$ *determinando* $C_v = 0,33$

Pertanto, nella realtà il valore di C_v sarà compreso tra 0,33 e 0,50, come espresso dalla tabella 5.1.

Tabella 5.1: Valori di C_v per forza concentrata in mezzera in funzione della tipologia di vincolo

Tipologia vincolo	Momento di estremità carico distribuito	Momento di estremità carico concentrato	Momento massimo in campata	Freccia carico distribuito	Freccia carico concentrato	C_v
Semplice appoggio	0	0	$\frac{1}{4}PL$	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	$\frac{8 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ}$	0,50
-	$-\frac{1}{48}qL^2$	$-\frac{1}{32}PL$	$\frac{1}{5}PL$	$\frac{4 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	$\frac{6,5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ}$	0,48
-	$-\frac{1}{24}qL^2$	$-\frac{1}{16}PL$	$\frac{1}{6}PL$	$\frac{3 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	$\frac{5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ}$	0,44
-	$-\frac{1}{16}qL^2$	$-\frac{1}{10,7}PL$	$\frac{1}{7}PL$	$\frac{2 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	$\frac{3,5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ}$	0,40
Incastro perfetto	$-\frac{1}{12}qL^2$	$-\frac{1}{8}PL$	$\frac{1}{8}PL$	$\frac{1 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	$\frac{2 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ}$	0,33

Il parametro b , che rappresenta la fascia collaborante di solaio, può essere calcolato con la formula derivata dal metodo Genel:

$$b = 0,1 + 0,9 \cdot \delta \cdot \varphi \cdot L + \frac{0,23}{\delta} \cdot \varphi \cdot L \quad [m] \quad [5.2]$$

Dove:

- $\delta = 0,523 + 0,118 \alpha'$, con α' che corrisponde al fattore moltiplicativo della formula generica di calcolo delle frecce dovute ai carichi distribuiti, valore che varia da un minimo di 1 per l'incastro perfetto a 5 nel caso di semplice appoggio; in particolare i valori assunti da α' e δ sono desumibili dalla tabella 5.2;

Tabella 5.2: Valori assunti da α' e δ in funzione della tipologia di vincolo agli estremi e quindi della tipologia di freccia assunta

Tipologia vincolo	Freccia carico distribuito	α'	δ
Semplice appoggio	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	5	1,11
-	$\frac{4 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	4	1,00
-	$\frac{3 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	3	0,88
-	$\frac{2 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	2	0,76
Incastro perfetto	$\frac{1 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EJ}$	1	0,64

- φ rappresenta il rapporto tra i momenti di inerzia longitudinale e trasversale e varia con il tipo di solaio (soletta in c.a.: 1,00; solaio in laterizio monolitici: 0,50; solaio in laterizio a camera d'aria: 0,38; solaio a camera d'aria con travi prefabbricate in c.a.: 0,25).

Per effettuare il calcolo della freccia teorica da confrontare con quella sperimentale, si dovrà adottare la formula del carico concentrato in modo che il confronto sia uniforme. Pertanto nel calcolo si deve tenere conto che la forza si distribuisce su una fascia virtuale di una certa lunghezza corrispondente alla fascia collaborante di solaio, mentre il momento di inerzia è indicato per una fascia di solaio di un metro. Pertanto la freccia si ricava in riferimento alla forza $P = F_{eq}/b$.

5.1.4.4 Calcolo del carico concentrato: Metodo sperimentale

Il calcolo del carico concentrato equivalente teorico F_{eq} si basa sulla conoscenza del grado di vincolo e del rapporto dei momenti d'inerzia longitudinale e trasversale, ossia dei parametri C_v e b ; tuttavia queste informazioni non sempre sono note o si ritiene più opportuno basarsi su rilievi sperimentali per valutare le reali condizioni della struttura. [1]

Di seguito, pertanto, viene indicata la via sperimentale del calcolo del carico equivalente F_{eq} basata su rilievo della deformata longitudinale e trasversale in mezzzeria, per semplicità considerata simmetrica.

Per valutare il valore del coefficiente di vincolo C_v , si definisce il parametro R :

$$R = \frac{f_{1/4}}{f_{1/2}} \quad [5.3]$$

Dove:

- $f_{1/4}$ è la freccia ad un quarto di luce;
- $f_{1/2}$ è la freccia in mezzzeria.

Il valore di R si ricava partendo dall'equazione generale della deformata $f'' = \frac{M_x}{EJ}$; dove, nel caso di forza concentrata in mezzzeria vale che: $M_x = \frac{F \cdot x}{2} + M_a$; da cui si ottiene:

$$-EJ \cdot f'' = \frac{F \cdot x}{2} + M_a, \text{ dove:}$$

- M_x è il momento flettente in corrispondenza della sezione generica;
- M_a è il momento d'incastro all'estremo.

Ponendo $M_a = \alpha FL$, con α variabile da $-1/8$ in caso di incastro perfetto a 0 in caso di appoggio semplice, integrando due volte e calcolando le costanti d'integrazione attraverso le condizioni di orizzontalità della tangente al centro della deformata (per $x = \frac{1}{2}L$ si ha $f' = 0$) e di freccia nulla all'estremo (per $x = 0$ si ha $f = 0$), si ottiene:

$$-\frac{EJ}{F} f = \frac{x^3}{12} + \frac{\alpha L \cdot x^2}{2} - \frac{L^2 \cdot x}{16} - \frac{\alpha \cdot L^2 \cdot x}{2}$$

Si può ora calcolare il rapporto R per $x = L/4$ e $x = L/2$, ottenendo così:

$$R = \frac{f_{1/4}}{f_{1/2}} = \frac{11+72\alpha}{16+96\alpha} \quad [5.4]$$

Da cui:

- Per $\alpha = 0$ (semplice appoggio): $R = 0,69$;
- Per $\alpha = -1/8$ (incastro perfetto): $R = 0,50$.

Attraverso tale relazione vengono calcolati tutti gli R in funzione di α e interpolando i risultati si ricava il corrispettivo andamento di C_v in funzione di R , ricavando la corrispondente equazione lineare:

$$C_v = 0,895 R - 0,117 \quad [5.5]$$

Si procede, dunque, alla determinazione del valore della fascia trasversale collaborante b .

Si faccia riferimento ad un solaio di dimensione trasversale indefinita; caricando solo una porzione limitata di solaio, la deformata in direzione trasversale sarà rappresentata da una sinusoidale. La sezione collaborante

b è quella che ipoteticamente si deformerebbe della stessa ampiezza del punto centrale racchiudendo la stessa area della deformata trasversale reale (figura 5.10).

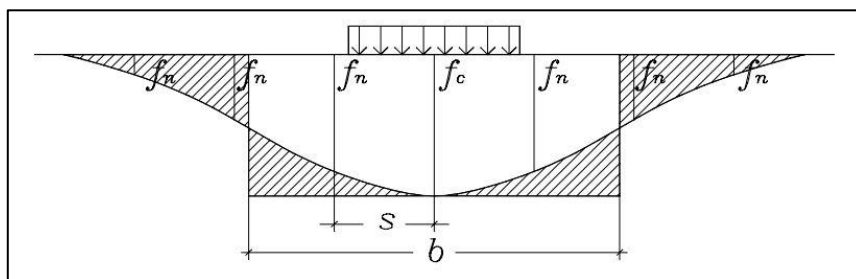


Figura 5.10: Sezione trasversale del solaio

Essendo $A = (f_c + \Sigma f_n) \cdot s = b \cdot f_c$, e, nell'ipotesi di deformata trasversale simmetrica che comporta la riduzione dei punti di misura ad una sola parte della deformata trasversale, si ottiene che:

$$b = \frac{(f_c + 2 \Sigma f_i) \cdot s}{f_c} \quad [5.6]$$

Dove con f_i sono intese tutte le frecce misurate solo su mezza deformata trasversale.

Pertanto, per l'esecuzione di una prova di carico di un solaio si procede ponendo almeno 4 sensori longitudinali (2 agli appoggi, al quarto luce, in mezzzeria) e 2 trasversali su un solo lato generalmente a distanza $s = 1,2 \text{ m}$; si applica un carico minimo (generalmente 1000 daN), e rilevando tutte le deformazioni indicate per calcolare C_v e b e da questi il rapporto tra q e F_{eq} .

5.1.4.5 Calcolo del carico concentrato: Prova su balconi

Prendendo come esempio il caso di un balcone, si utilizza la formula generale: [1]

$$F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L \quad [5.7]$$

Dove:

- la fascia b è rappresentata dalla larghezza del balcone (nell'ipotesi che questo non sia eccessivamente largo, in questo caso è necessaria la misura di b con il metodo sperimentale visto precedentemente).
- Il valore di C_v dipende dalla posizione della forza rispetto alla luce dello sbalzo (figura 5.11).

Con P si intende la forza gravante su una striscia di 1 m, cioè $P = F_{eq}/b$ e q il carico distribuito per metro quadro: $P \cdot l = \frac{qL^2}{2}$ da cui $P = \frac{1}{2} q \frac{L^2}{l}$.

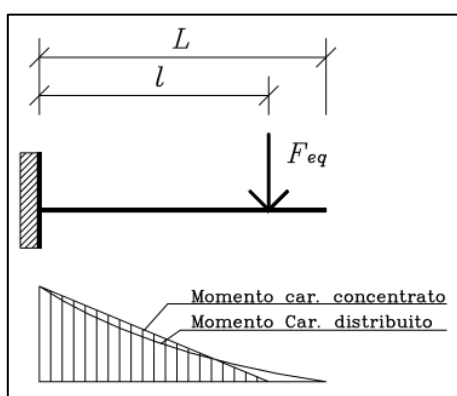


Figura 5.11: Posizione della forza equivalente sul balcone e relativo andamento del momento flettente

Nella formula generale il valore C_v si determina in base ad l :

- Per $l = L/2$ comporta $C_v = 1,0$
- Per $l = L$ comporta $C_v = 0,5$

Nella pratica delle prove sui balconi si tende ad usare più martinetti in modo da coprire quasi integralmente la larghezza, evitando il calcolo del b . Generalmente la forza è posta a $L/2$ ed il contrasto superiore è ottenuto piegando i martinetti e facendoli corrispondere con l'incastro del balcone superiore.

Con questa configurazione la forza complessiva da applicare corrisponde al carico totale $F_{eq} = Q = q \cdot L \cdot b$, dove b è tutta la larghezza del balcone. In questo modo di operare si ha il vantaggio che il taglio prodotto dal carico concentrato all'incastro corrisponde a quello prodotto dal carico distribuito.

5.1.4.6 Calcolo della freccia teorica

Per il calcolo della freccia, si fa riferimento a quanto affermato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2.

Elementi che si ritengono non caricati oltre il livello che provoca il superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo in qualsiasi punto, si raccomanda siano considerati non fessurati. Elementi che si presume si fessurino, ma non totalmente, si comporteranno in modo intermedio tra le condizioni di non fessurazione e completa fessurazione e, per gli elementi soggetti prevalentemente a flessione, una previsione adeguata del comportamento è data dall'espressione [5.8]:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I \quad [5.8]$$

dove:

- f è il parametro di deformazione da considerare;
- f_I, f_{II} sono rispettivamente valori del parametro calcolati nelle ipotesi di sezione non fessurata e totalmente fessurata;
- ζ è un coefficiente di distribuzione (che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione), assunto pari a 0 per sezioni non fessurate, oppure dato dall'espressione [5.9]:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{fes}}{M_s} \right)^2 \quad [5.9]$$

- β è un coefficiente che tiene conto dell'influenza della durata del carico o di carichi ripetuti sulla deformazione media: pari a 1,0 per singola applicazione di carico di breve durata, o pari a 0,5 per carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti molte volte;
- M_{fes} è il momento di prima fessurazione;
- M_s è il momento di sollecitazione.

Le deformazioni dovute a carichi possono essere determinate adottando la resistenza a trazione ed il modulo di elasticità efficace del calcestruzzo. Il prospetto 3.1 dell'Eurocodice 2 indica una serie di valori possibili per la resistenza a trazione. In generale, si ottiene una stima migliore del comportamento se è utilizzato f_{ctm} . Se si dimostra l'assenza di tensioni normali di trazione (per esempio quelle indotte da ritiro o da effetti termici) si può adottare la resistenza a trazione per flessione $f_{ctm,fl}$ (vedere punto 3.1.8 dell'Eurocodice 2). Pertanto si ha che:

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{R_{ck}^2} \quad [MPa] \quad [5.10]$$

$$M_{fes} = \frac{f_{ctm} \cdot J_{id}^I}{d_G - y_c^{II}} \quad [kNm] \quad [5.11]$$

5.1.5 Metodi di misurazione

Aspetto particolarmente importante delle prove di carico è la misurazione degli spostamenti delle strutture caricate (figura 5.12) [14].

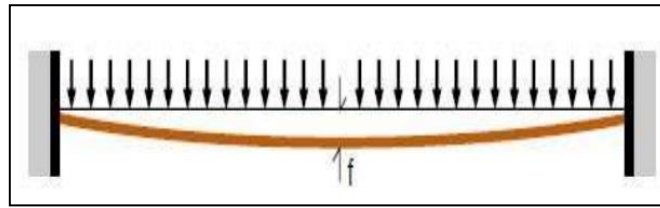


Figura 5.12: Spostamento verticale di una struttura caricata

Particolare attenzione bisogna porre nell'implementazione e nell'installazione della catena di misura: in passato era molto diffuso l'utilizzo di comparatori analogici a diretto contatto con l'intradosso dell'elemento strutturale o con aste di metallo o fili di acciaio invar rese solidali all'elemento strutturale provato. In tal caso vi è la necessità da parte dello sperimentatore di eseguire le letture direttamente, recandosi materialmente in prossimità del comparatore e di conseguenza al di sotto dell'elemento caricato.

Grazie ai progressi dell'elettronica ed alla riduzione dei relativi costi, per la misura degli spostamenti, oggi vengono utilizzati trasduttori potenziometrici o induttivi [15], i quali correlano la variazione della resistenza elettrica o del campo magnetico alla variazione della grandezza fisica (figura 5.13).



Figura 5.13: trasduttori potenziometrici o induttivi

Tali dispositivi vengono collegati ad apposite centraline che acquisiscono ed elaborano il segnale in remoto, grazie a cavi o via wireless, consentendo allo sperimentatore di operare in tutta sicurezza anche a notevole distanza dalle aree caricate [15], come mostrato nella figura 5.14.



Figura 5.14: disposizione dei trasduttori al di sotto della struttura analizzata e collegamento alla centralina

Tali centraline, che permettono di registrare le misure effettuate anche secondo cicli temporali programmati, sono inoltre interfacciabili a PC, consentendo in tempo reale di monitorare l'andamento

carico-deformazione della struttura sottoposta a collaudo e di conseguenza il comportamento dell'elemento strutturale.

In relazione alla strumentazione scelta per la misurazione degli spostamenti, è sempre importante porre particolare attenzione all'installazione del sistema o catena di misura. È necessario valutare, e di conseguenza misurare, ogni interferenza ambientale o antropica che possa influire sulle misurazioni quali variazioni di temperatura, vibrazioni, deformazioni, al fine di poter epurare le misurazioni effettuate da tali interferenze e fornire un dato realistico delle deformazioni della sola struttura sottoposta a prova. È inoltre importante sottoporre a verifica periodica di taratura sia i singoli trasduttori/comparatori sia l'intera catena di misura.

5.1.6 Report della prova e interpretazione dei risultati

Lo sperimentatore dovrà redigere un report della prova di carico in cui devono essere contenuti almeno i seguenti dati:

- gli estremi dell'incarico
- le istruzioni impartite dal collaudatore
- i disegni dell'area di prova con il posizionamento della zavorra e dei punti monitorati
- la tabella dei dati della prova: step di carico, ora, temperatura, carico, misure ai trasduttori
- grafici della prova (nel caso in cui venga effettuata su solaio): andamento carico- tempo, andamento carico-cedimenti della mezzeria del travetto monitorato ed a $\frac{1}{4}$ della luce; linea elastica del travetto centrale e della linea trasversale di mezzeria del solaio.

Le norme tecniche per le costruzioni stabiliscono che il giudizio sull'esito della prova di carico è di esclusiva competenza nonché responsabilità del collaudatore statico. Ciò tuttavia non esclude che il Direttore dei Lavori possa in autonomia far eseguire delle prove di carico, al fine di verificare la corrispondenza della struttura alle previsioni di progetto: in tal caso il collaudatore può accettare le prove fatte eseguire dal Direttore dei Lavori, conservando comunque la facoltà di ripetere quelle già eseguite o di farne eseguire di nuove.

I risultati delle prove di carico e del comportamento elastico delle strutture vengono rappresentati da curve di isteresi (figura 5.15). L'isteresi è la caratteristica di un sistema di reagire in ritardo alle sollecitazioni applicate e in dipendenza dello stato precedente. Se la risposta di un sistema con isteresi viene rappresentata in un grafico in funzione dello stimolo, si ottiene una caratteristica curva chiusa. In una struttura a comportamento perfettamente elastico, la curva carico-spostamenti risulta una retta; in realtà, però, essendo già presenti nella struttura in esame deformazioni permanenti, dovute al peso proprio e ad eventuali altri carichi permanenti che incrementano l'entità delle frecce, la curva in questione ha la forma di una spezzata.

L'area racchiusa dalle curve di isteresi, calcolata percentualmente rispetto all'area di carico, è importante in quanto consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico della struttura eseguito per fasi successive.

Superato un determinato valore limite la struttura passa da un comportamento elastico ad uno plastico. Tale valore percentuale limite, dedotto da apposite indagini statistiche, può assumersi tra l'8% e il 16%. [1] La misura delle frecce residue, calcolate sperimentalmente, consente di conoscere il grado di elasticità delle strutture; in particolare, per quelle in c.a., le deformazioni residue non devono superare una quota parte (un terzo) di quelle totali, commisurate ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico.

Nel caso che tale limite venga superato è consigliabile verificare il comportamento elastico della struttura in esame con prove di carico successive.

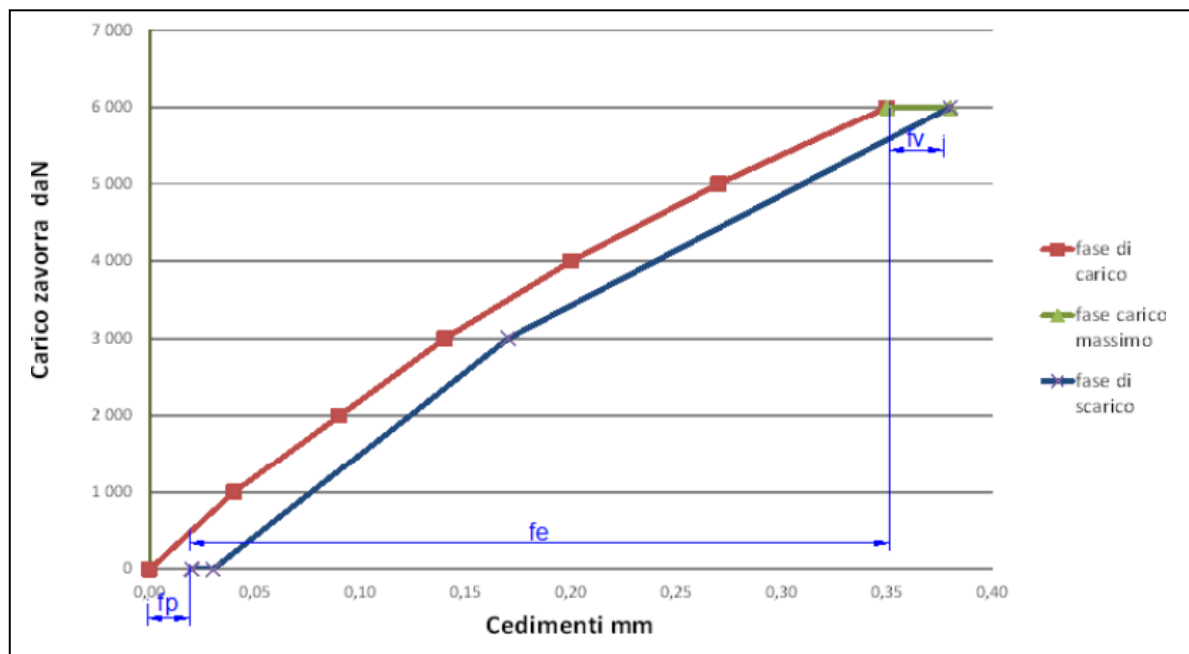


Figura 5.15: Curva d'isteresi, rappresentativa della deformazione di un elemento strutturale sotto prova di carico

In tale curva pertanto si possono individuare tratti di deformazione:

- f_t : deformazione massima;
- f_p : deformazione plastica;
- f_v : deformazione viscosa.

A partire da queste tre deformazioni è possibile ricavare il valore della freccia elastica come:

$$f_e = f_t - (f_p + f_v) \quad [5.12]$$

Per quanto riguarda le deformazioni residue, con riferimento al punto c) del *paragrafo 7.3.2 del DM 9 gennaio 1996*, queste non devono superare un terzo di quelle totali, commisurate ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico.

Al punto d) dello stesso paragrafo, lo stesso DM del '96 prescriveva che le frecce istantanee e a lungo termine non dovessero superare i seguenti limiti:

- freccia istantanea dovuta alle azioni permanenti G_k e a tutte quelle variabili Q_{ik} :

$$f_{ist} \leq \frac{L}{1000} \quad [5.13]$$

- freccia a tempo infinito dovuta alle azioni permanenti G_k e ad 1/3 tutte quelle variabili Q_{ik} :

$$f_{\infty} \leq \frac{L}{500} \quad [5.14]$$

Le deformazioni devono risultare in ogni caso compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati (come riportato da norma).

Altro parametro importante per l'interpretazione della prova di carico, come già accennato, è l'area racchiusa dalla curva di isteresi del diagramma carico-spostamenti (figura 5.16).

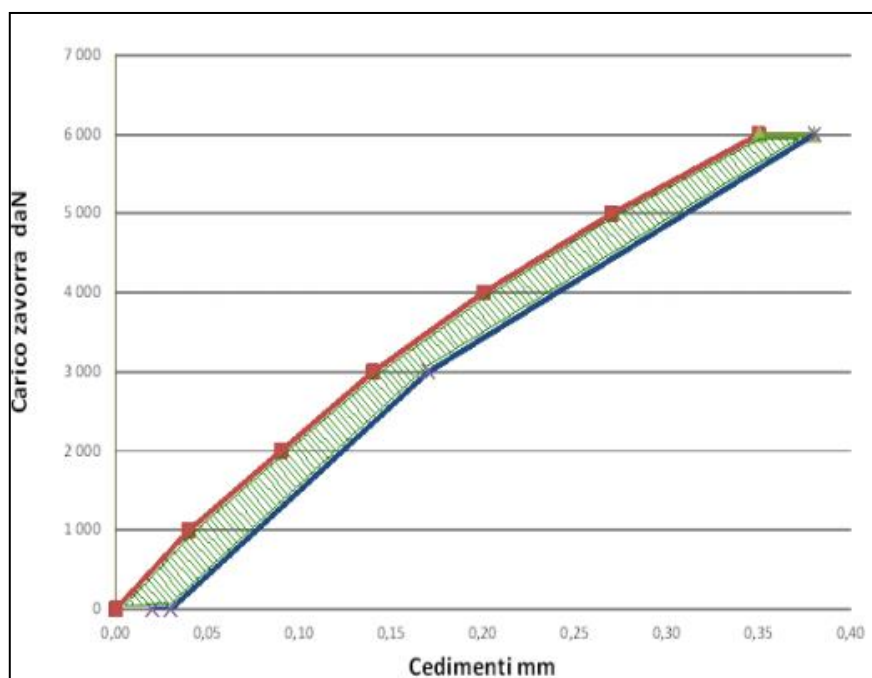


Figura 5.16: Area della curva di isteresi: consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico

Questa, calcolata in percentuale all'area di carico, ossia all'area sottesa dal tratto della fase di carico della curva carico-spostamenti, consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico dell'elemento strutturale; maggiore è il valore di quest'area e maggiore sarà l'energia dissipata.

Superato un valore percentuale limite, assunto tra l'8% ed il 16%, la struttura passa da un comportamento elastico ad un comportamento plastico.

5.1.7 Prove di carico di analisi

Come accennato inizialmente, spesso ci si trova di fronte a strutture di cui si vuole conoscere gli effettivi limiti di portanza. I casi più frequenti vedono l'esigenza di indagine su strutture lesionate (incendi, esplosioni, anomalie sconosciute, ecc.), obsolete o che manifestano caratteristiche inferiori a quelle di progetto.

La metodologia alla base della prova di analisi si basa sulla determinazione sperimentale di C_v e b , e sulla ricerca del limite del carico applicabile considerando tre ulteriori parametri: Linearità, Ripetibilità, Permanenza, definiti rispetto alla freccia in mezzzeria.

Ripetibilità: è il rapporto percentuale, a parità di carico, tra i valori della freccia (depurata del residuo) di due cicli diversi.

Linearità: è il rapporto percentuale tra le tangenti alla curva di isteresi passanti per i punti individuati dall'ultimo e dal primo carico.

Permanenza: è il rapporto percentuale tra il residuo e la freccia massima.

Come vedremo al paragrafo successivo la procedura iterativa porterà ad un incremento costante di questi tre parametri. La prova si dovrà fermare quando anche solo uno di questi fattori caratteristici si avvicina ai limiti:

Ripetibilità > 95%

Linearità > 85%

Permanenza < 5%

In realtà questi valori non rappresentano un limite invalicabile in quanto la loro determinazione non è matematica ma statistica.

Si vogliono definire, in una prova di carico di analisi con una forza concentrata il cui schema della stessa (con disposizioni delle forze e dei sensori), i suddetti valori (figura 5.17).

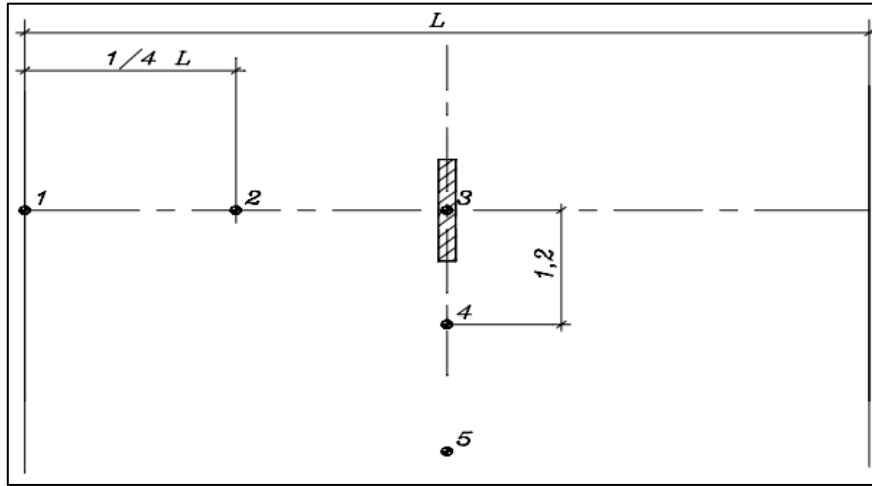


Figura 5.17: Schema di posizionamento dei sensori in una prova di carico generica

Si immagini di eseguire la prova per cicli di carico successivi, dove per ogni ciclo aggiuntivo si aggiunge una prova con forza maggiore a intervalli regolari.

Definite le forze di prova crescenti come $F_0, F_1, \dots, F_n$ con $i = 1 \rightarrow n$, in cui $F_0 = 0$ kN, e i cicli di prova come $C_1, C_2, \dots, C_n$ con $k = 1 \rightarrow n$.

La permanenza e la linearità si valutano sullo stesso ciclo di carico C_k per forze crescenti F_i, F_{i+1} :

$$Permanenza \% = \frac{f_3^{F_i, C_k} - f_1^{F_i, C_k}}{f_3^{F_{i+1}, C_k} - f_1^{F_{i+1}, C_k}} \cdot 100 \quad [5.15]$$

$$Linearità \% = \frac{F_i \cdot (f_3^{F_i, C_k} - f_1^{F_i, C_k})}{F_{i+1} \cdot (f_3^{F_{i+1}, C_k} - f_1^{F_{i+1}, C_k})} \cdot 100 \quad [5.16]$$

La ripetibilità si valuta su due cicli consecutivi C_k, C_{k+1} per gli stessi valori di forza F_i :

$$Ripetibilità \% = \frac{f_3^{F_i, C_k} - f_1^{F_i, C_k}}{f_3^{F_i, C_{k+1}} - f_1^{F_i, C_{k+1}}} \cdot 100 \quad [5.17]$$

La procedura per effettuare prove di carico di analisi è una procedura iterativa, che viene in seguito descritta. Per comodità d'esposizione sono introdotte due abbreviazioni: *t.s.* = tempo necessario alla stabilizzazione della freccia; ΔF = incremento del carico concentrato.

Definiamo innanzitutto lo scopo: *ricercare il carico distribuito sopportabile dal solaio in sicurezza.*

La procedura operativa è descritta a seguito:

- Si applica un primo carico ΔF molto piccolo, diciamo 10 kN, mantenendolo per il *t.s.*;
- Si scarica e si calcola la *Permanenza*, se questa è all'interno del limite indicato si prosegue, in caso contrario si ripete il carico per verificare se è solo un assestamento.
- Si ritorna al ΔF e si fa una prima verifica di *Ripetibilità*, se positiva si prosegue per $2\Delta F$ mantenendolo per il *t.s.*. Si procede al primo calcolo della *Linearità*, quindi si scarica e si verifica nuovamente la *Permanenza*.

La procedura continuerà fino a $n \Delta F$ fermandosi al momento che uno dei tre limiti è raggiunto. Si potrà ora calcolare il carico distribuito corrispondente determinando sperimentalmente C_v e b .

5.2 Caso di studio: prove di carico su edificio in Via Alberto Mario



Figura 5.18: Cantiere edificio via Alberto Mario

Le prove di carico sull'edificio in Via Alberto Mario sono state realizzate su 3 orizzontamenti:

- Una soletta piena in calcestruzzo armato, di calpestio del 1° Piano Interrato (corsello boxes), avente luce pari a 6,15 m;
- Un solaio in laterocemento di calpestio del 2° Piano, avente luce pari a 5,10 m;
- Uno sbalzo in calcestruzzo armato di calpestio del 1° Piano, avente luce pari a 2,30 m.

La tipologia di prova effettuata è stata di tipo a carico concentrato a spinta, secondo le modalità precedentemente descritte.

5.2.1 Descrizione della strumentazione

Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata la seguente attrezzatura:

- Collaudatore GS04, costituito da:
 - unità di acquisizione *GS04 AD 24 – mat. 041*
 - cella di carico classe 1 mod. *TCQ 250 kN*;
 - trasduttori LVDT mod. *Schaevitz E 200 HQ*;
 - software di elaborazione *4 Emme Service*.

- Trasduttori di spostamento: I trasduttori di spostamento sono portati a contatto della struttura attraverso apposite aste telescopiche. La catena di misura, sensore-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1\%$. I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:
 - Sensibilità: 0.002 mm;
 - Escursione: 10 – 25 – 50 mm;
 - Linearità: 99.6%.

- Cella di carico: La cella di carico, collegata al computer, è uno strumento a funzionamento estensimetrico che consente di rilevare il valore della forza applicata. La cella è installata direttamente sui martinetti utilizzati per l'applicazione del carico. La catena strumento-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1,5\%$. La cella di carico ha le seguenti caratteristiche:
 - Escursione: ± 200 kN;
 - Sensibilità: 0,1 kN;
 - Linearità: 99,4%.



5.2.2 Prova n°1: Solaio in c.a. del 1° piano interrato

Il carico è stato effettuato, su indicazioni del Collaudatore Ing. Roncoroni Fulvio, tramite due martinetti oleodinamici a spinta (aventi ognuno un'impronta pari a m 1,0x0,2) posizionati affiancati in mezzeria della luce della soletta indagata, trovando contrasto alla soletta superiore di Piano Terra. Tali martinetti agivano in parallelo tramite circuito oleodinamico dedicato.

Per la rilevazione delle frecce sono stati utilizzati 7 sensori di misura (montati su aste telescopiche e portati a contatto con la struttura indagata) posizionati al piano sottostante (figure 5.19 - 5.20). La posizione del carico e quella dei sensori differenziali è riportata nell'elaborato grafico in figura 5.21.



Figura 5.19: Particolare martinetti di carico



Figura 5.20: Particolare sensori differenziali

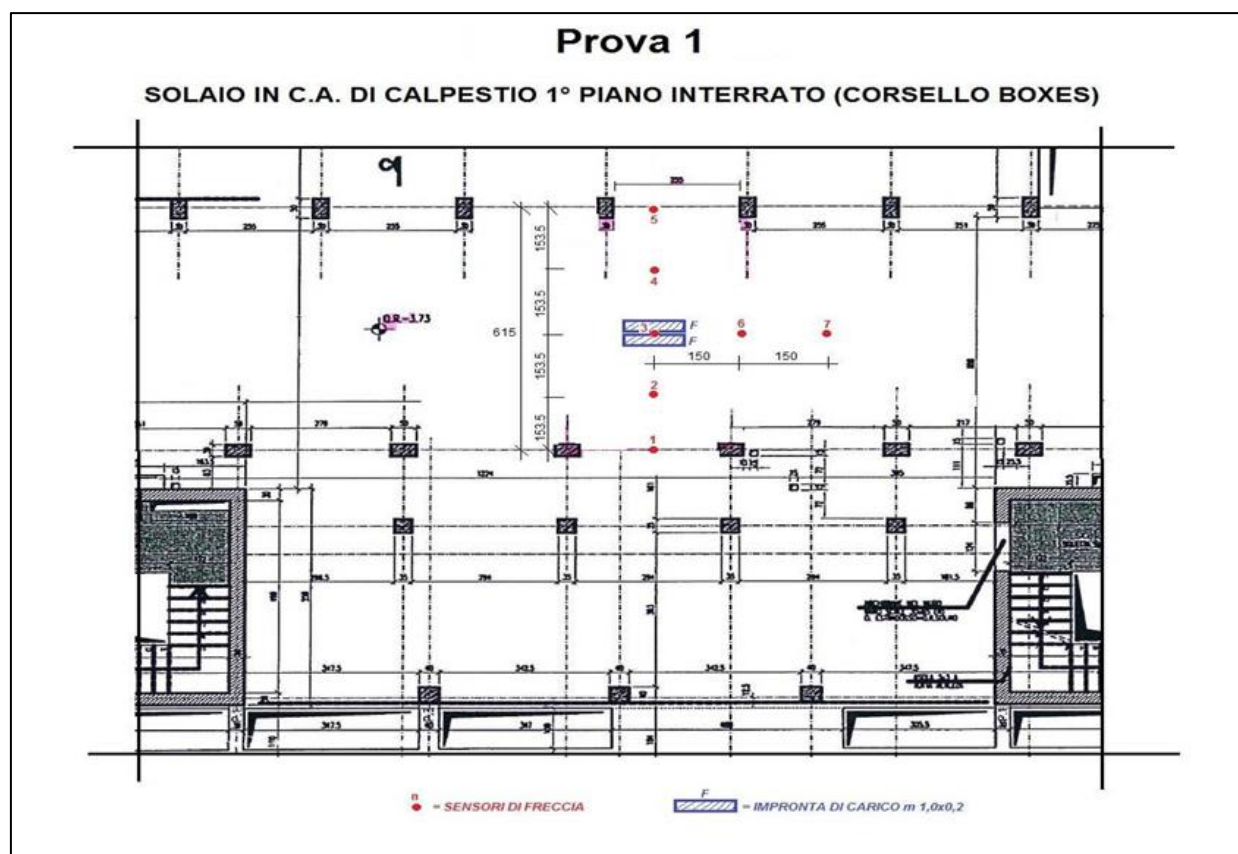


Figura 5.21: Schema posizionamento del carico e dei trasduttori di spostamento

5.2.2.1 Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa

Per valutare, in via preliminare, il carico puntuale, F_{eq} , equivalente al carico distribuito di progetto (come definito dalla relazione [5.1]), si opera ipotizzando i valori della striscia collaborante di solaio, b , e del coefficiente di vincolo C_v , secondo la metodologia teorica, riportata al capitolo 5.1.4.3.

Come già espresso, essendo solitamente la prova effettuata sulla struttura allo stato grezzo, il carico di prova dovrà tener conto dei carichi mancanti quali:

- Carico accidentale o di esercizio;
- Carico permanente (pavimentazione, sottofondo, intonaco etc.)

Al fine di evitare fenomeni dinamici che possano pregiudicare la struttura, il carico di prova viene applicato gradualmente e ad intervalli regolari di tempo.

I parametri da inserire nella [5.1] $F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L$ [kN] sono:

- $C_v = 0,33 \div 0,40$; come espresso dalla tabella 5.1, in quanto ci ritroviamo nel caso di incastro perfetto o quasi. In via preliminare si è deciso di adottare un valore di 0,33;
- $b = 5,85$ m; calcolato tramite la relazione [5.2], in riferimento ai valori in tabella 5.2 per incastro quasi perfetto di $\alpha' = 1$ e $\delta = 0,64$;
- $q = 8,7$ kN/m²: dove sono stati valutati i soli carichi permanenti portati e i carichi accidentali;
- $L = 6,15$: Luce del solaio.

In base ai parametri sopra citati, è stato allora possibile stabilire, in via preliminare, il carico massimo equivalente da applicare durante l'esecuzione della prova: $F_{eq} = 103,3$ kN.

Questo valore, trovato per via teorica, quindi basato su delle supposizioni, non è garantito che sia il valore limite a cui si fa eseguire la prova, infatti, durante l'esecuzione della stessa, attraverso il metodo sperimentale, descritto al capitolo 5.1.4.4, si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opererà, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere il carico distribuito di progetto da verificare: è possibile, dunque, che il valore di carico puntuale, elaborato teoricamente, sia differente, anche se non in modo particolarmente significativo, dal carico reale da applicare durante la prova, verificato sperimentalmente.

Con il medesimo approccio, pertanto, si può procedere anche con il calcolo della freccia teorica attesa durante la prova; anche in questo caso è possibile che il valore reale si discosti da quello teorico.

Per effettuare il calcolo della freccia teorica, da confrontare con quella sperimentale, si dovrà adottare la formula del carico concentrato in modo che il confronto sia uniforme. Pertanto, nel calcolo, si deve tenere conto che la forza si distribuisce su una fascia virtuale di una certa lunghezza corrispondente alla fascia collaborante di solaio, mentre il momento di inerzia è indicato per una fascia di solaio di un metro. Pertanto la freccia si ricava in riferimento alla forza $P = F_{eq}/b = 17,66$ kN/m.

In base a quanto affermato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2, è necessario valutare e combinare i valori delle frecce in ambito elastico e in caso di sezione parzializzata.

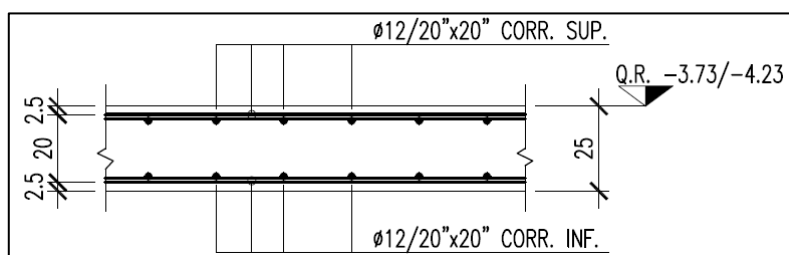


Figura 5.22: Sezione corrente della soletta piena in calcestruzzo armato del 1° piano interrato

Si procede, dunque, al calcolo della freccia in campo elastico della soletta piena in c.a., con caratteristiche geometriche precedentemente definite e desumibili dalla figura 5.22. In via preliminare si continua a considerare la trave vincolata ad incastro perfetto, per la quale si ottiene un valore di freccia, desumibile dalla tabella 5.1, pari a:

$$f^I = \frac{2 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^I} = 0,51 \text{ mm}$$

dove:

- $E = 32.000 \text{ MPa}$;
- $J^I = 130.208 \text{ cm}^4$.

Si continua calcolando il valore della freccia in caso di sezione parzializzata, definendo, in prima analisi, la distanza tra il bordo compresso e la posizione dell'asse neutro, y_c^{II} , e il valore corrispettivo del momento di inerzia, J^{II} :

$$y_c^{II} = \frac{n A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d_G}{n A_s}} - 1 \right) = 5,26 \text{ cm} \quad [5.18]$$

$$J^{II} = \frac{1}{3} b y_c^{II^3} + n A_s (h - y_c^{II})^2 = 36.583 \text{ cm}^4 \quad [5.19]$$

dove:

- n : coefficiente di omogeneizzazione = 15
- A_s : area armatura lembo teso = $5,65 \text{ cm}^2$
- b : larghezza sezione = 100 cm
- d_G : distanza dell'interasse delle armature inferiori dal lembo compresso = $21,9 \text{ cm}$
- h : altezza della sezione = 25 cm

In base ai dati riportati, si valuta il valore della freccia in caso di sezione parzializzata:

$$f^{II} = \frac{2 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^{II}} = 1,83 \text{ mm}$$

Infine, per procedere alla combinazione delle frecce nelle due configurazioni, come espresso nell'equazione [5.8], si definiscono: il valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo, f_{ctm} (attraverso la relazione [5.10]), il momento di prima fessurazione, M_{fes} (attraverso la relazione [5.11]), il momento di progetto, M_s (in cui sono inseriti anche i valori dei pesi propri, in questo caso di 6.25 kN/m^2 , attraverso i valori presenti in tabella 5.1) e il coefficiente di distribuzione che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione, ζ (attraverso la relazione [5.9]).

Si ottengono i seguenti risultati:

- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 21,68 \text{ kNm}$;
- $M_s = 23,32 \text{ kNm}$ sulla base della tabella 5.1, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,33 (6,25 + 8,7) \text{ kN/m}^2 \cdot 6,15 \text{ m} = 30,34 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,1357$, assunto $\beta = 1$ per singola applicazione di carico di breve durata.

Quindi si ottiene, attraverso la [5.8]:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 0,69 \text{ mm}$$

5.2.2.2 Elaborazione dei risultati di prova

Sulla base dei risultati di prova, riportati in allegato B.1, viene elaborata la tabella 5.3, dove vengono riportati i dati significativi della soletta in esame, i valori di F_{eq} , C_v e b ottenuti attraverso l'approccio teorico e i valori di F_{eq} , C_v , b e del carico equivalente distribuito, elaborati, attraverso il metodo sperimentale (descritto al capitolo 5.1.4.4), in seguito alla esecuzione della prova, sulla base dei dati sperimentali ottenuti.

Tabella 5.3: Dati ricavati attraverso il metodo teorico e attraverso il metodo sperimentale per la esecuzione della prova n° 1

SOLAIO IN C.A. DEL 1° PIANO INTERRATO								
Luce [m]	Sovraccarico richiesto [kN/m ²]	METODO TEORICO			METODO SPERIMENTALE			
		b [m]	C _v	Forza equivalente [kN]	b [m]	C _v	Forza massima applicata [kN]	Carico distribuito equivalente massimo [kN/m ²]
6,15	8,70	5,85	0,33	103,30	4,45	0,37	90,60	9,49

Dall'analisi della tabella 5.3, si può notare una affinità dei valori calcolati attraverso il metodo teorico, previa esecuzione della prova, e quelli calcolati attraverso il metodo sperimentale, conseguenti all'esecuzione della prova. La forza massima applicata, come spiegato in precedenza al paragrafo 5.2.2.1, si discosta da quella calcolata teoricamente, in quanto si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opera, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere, o superare leggermente, il carico distribuito di progetto da verificare.

Si riportano, inoltre, due tabelle riepilogative dei risultati significativi ottenuti durante l'esecuzione della prova: nella tabella 5.4 si riportano i valori relativi alle frecce, per ogni singolo sensore, rilevate in funzione del carico massimo applicato, pari a 90,6 kN; nella tabella 5.5 si riportano i valori delle frecce, relative al sensore posizionato in mezzeria della luce, in funzione dei carichi applicati e del ciclo in cui si sono rilevate le frecce maggiori.

Tabella 5.4: Valori relativi alle frecce in corrispondenza dei sensori utilizzati, in funzione del carico massimo applicato di 90,6 kN

SENSORI LONGITUDINALI			ALTRI SENSORI		
Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]	Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]
1	Appoggio trave lato scale	0.09	6	m 1.5 Trasv. Destro	0.69
2	¼ Luce	0.54	7	m 3.0 Trasv. Destro	0.34
3	MEZZERIA	1.05			
4	¾ Luce	0.55			
5	Appoggio opposto	0.07			

Tabella 5.5: Valori relativi alle frecce in corrispondenza del sensore n° 3, in mezzeria, in funzione dei carichi applicati nel 3° ciclo

Forza [kN]	Freccia [mm]	Inr. E Decr. (+/-) [mm/100]
21.0	0.23	23.0
41.6	0.46	23.0
60.6	0.68	22.0
80.8	0.92	24.0
90.6	1.05	13.0
60.6	0.73	-32.0
30.6	0.38	-35.0
0.0	0.01	-37.0

Infine vengono valutate linearità (rapporto percentuale tra le tangenti alla curva di isteresi passanti per i punti individuati dall'ultimo e dal primo carico), ripetibilità (rapporto percentuale, a parità di carico, tra i valori della freccia, depurata del residuo, di due cicli diversi) e permanenza (rapporto percentuale tra il residuo e la freccia massima), come definite al capitolo 5.1.7.

Si riporta allora la tabella 5.6, in cui si riportano i valori di linearità in funzione del carico applicato, e la tabella 5.7, in cui si riportano i valori di linearità, ripetibilità e permanenza calcolati.

Tabella 5.6: Valutazione della linearità in funzione dello stato di carico

Forza [kN]	21	41.6	60.6	80.8	90.6
Carico [kN /m ²]	2.1	4.1	6.0	8.0	8.9
Linearità [%]	100	99	98	96	94

Tabella 5.7: Valutazione della ripetibilità, linearità e permanenza del carico applicato

Ripetibilità [%]	Linearità media [%]	Linearità minima [%]	Permanenza [%]
99	97	94	1

I risultati delle prove di carico e del comportamento elastico delle strutture vengono rappresentati da curve di isteresi. L'isteresi è la caratteristica di un sistema di reagire in ritardo alle sollecitazioni applicate e in dipendenza dello stato precedente.

L'area racchiusa dalle curve di isteresi, calcolata percentualmente rispetto all'area di carico, è importante in quanto consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico della struttura eseguito per fasi successive; superato il limite compreso tra l'8% ed il 16%, la struttura passa da un comportamento elastico ad un comportamento plastico. Anche la misura delle frecce residue, calcolate sperimentalmente, consente di conoscere il grado di elasticità delle strutture; in particolare, per quelle in c.a., le deformazioni residue non devono superare una quota parte (un terzo) di quelle totali, commisurate ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico.

Si ricava per il caso in esame, il rapporto percentuale tra l'area racchiusa dalla curva di isteresi e l'area di carico, pari al 6,44 % ed una deformazione residua di 0,01 mm, ampiamente entro i limiti imposti.

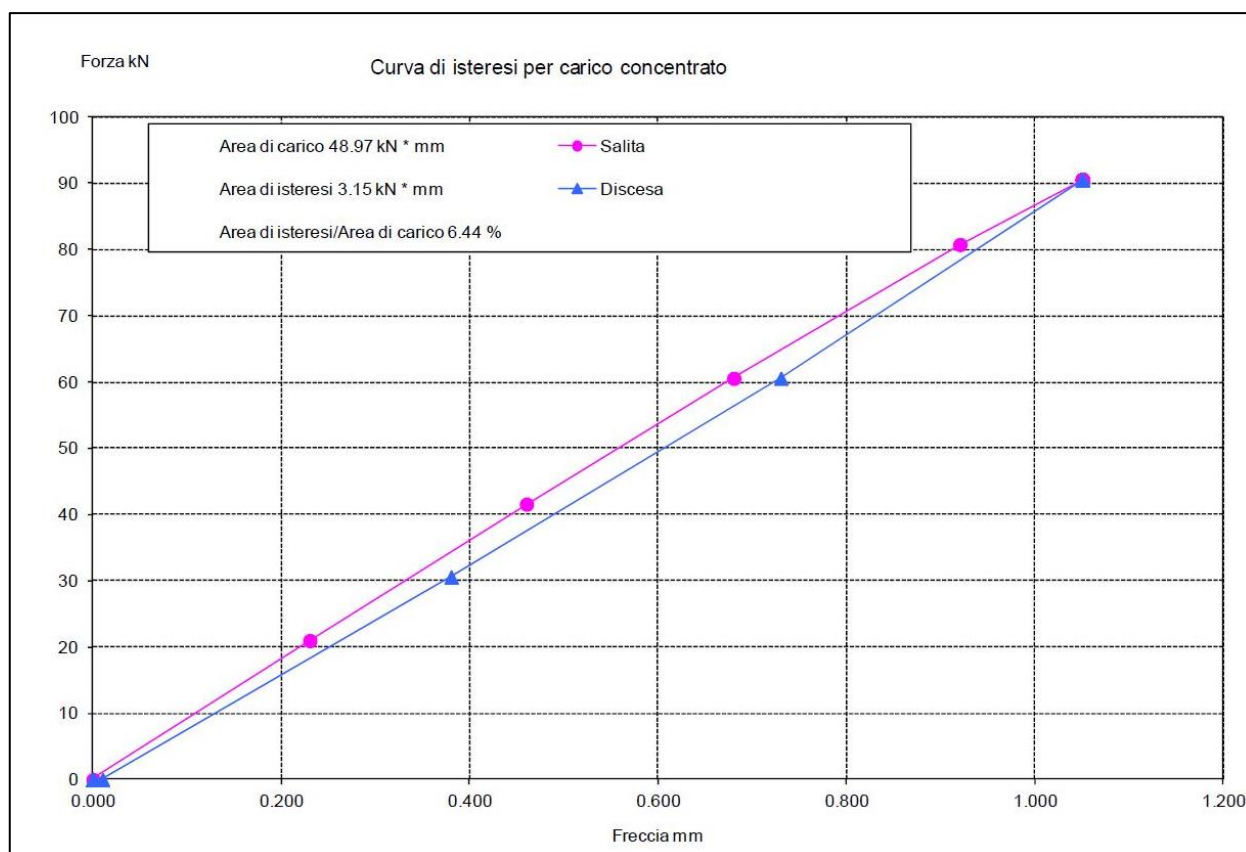


Figura 5.23: Curva di isteresi per carico concentrato - Prova n° 1

In base ai risultati ottenuti sperimentalmente e ai valori di F_{eq} , C_v e b , è possibile ricalcolare la freccia teorica attesa in base a quanto riportato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2.

Si ottengono i seguenti risultati:

- $P = 19,79 \text{ kN/m}$;
- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 21,68 \text{ kNm}$;
- $M_s = 27,89 \text{ kNm}$ sulla base della tabella 5.1, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,37 (6,25 + 8,7) \text{ kN/m}^2 \cdot 6,15 \text{ m} = 34,02 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,3957$, assunto $\beta = 1$ per singola applicazione di carico di breve durata.

In funzione del coefficiente di vincolo trovato, pari a 0,37, si ricalcolano le frecce con l'opportuno coefficiente correttivo, allo stadio I e allo stadio II, e si effettua la nuova combinazione:

$$f^I = \frac{2,75 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^I} = 0,79 \text{ mm} \qquad f^{II} = \frac{2,75 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^{II}} = 2,82 \text{ mm}$$

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 1,59 \text{ mm}$$

5.2.2.3 Modellazione e confronto

Oltre ad aver effettuato un controllo ed un confronto con i dati ottenuti tramite l'esecuzione della prova con i valori ottenibili teoricamente, si propone ora una modellazione della struttura attraverso l'utilizzo di SAP2000 per confrontarne i risultati.

Nel caso in esame, la modellazione risulta semplice, in quanto trattasi di soletta piena in calcestruzzo armato: quindi essa viene modellata semplicemente come un elemento shell, "plate think", opportunamente meshato; si sono mantenute una serie di campate in entrambe le direzioni per simularne il comportamento reale e i pilastri, o setti, del piano soprastante e sottostante, entrambi incastrati a terra.

Per quanto riguarda l'applicazione del carico, è stato previsto un carico equivalente di 90,6 kN (carico massimo di prova) opportunamente distribuito, come in figura 5.24, sull'impronta di 0,40x1,00 metri, in mezzeria dell'elemento studiato.

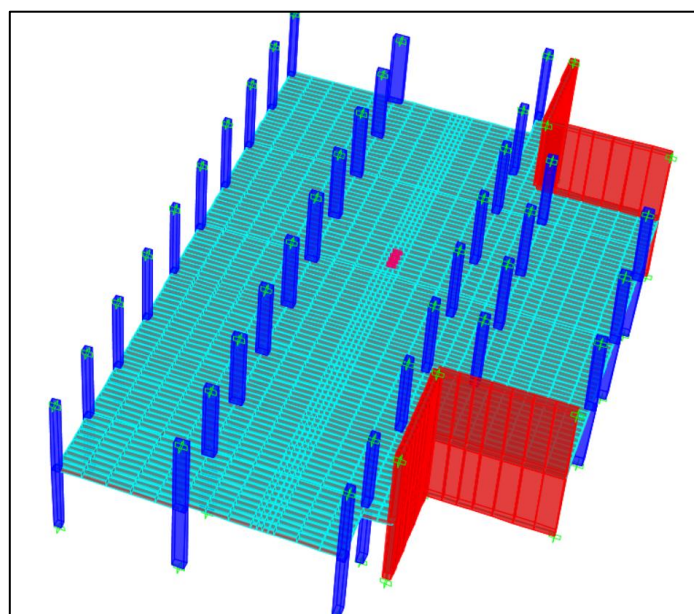


Figura 5.24: Modellazione soletta piena in calcestruzzo armato del 1° piano interrato; in rosa è evidenziata la posizione del carico

Sono, infine, stati valutati entrambi gli scenari, dello stato I, con sezione integra, e dello stato II, con sezione parzializzata, per le cui caratteristiche si rimanda al paragrafo 5.2.2.1, per i quali sono stati eseguiti due distinti modelli con opportune caratteristiche. Infatti, SAP2000, così come gran parte dei comuni software utilizzati per il calcolo strutturale, nel calcolo della freccia non valuta la possibile parzializzazione della sezione e l'inerzia della sezione viene valutata sempre come inerzia di una sezione piena in calcestruzzo, senza valutare il contributo delle armature, in caso di sezione parzializzata. Sono quindi stati realizzati due modelli equivalenti: uno in cui la soletta è stata modellata con lo spessore reale di 0,25 m (a simulare il comportamento dello stadio I della sezione, figura 5.25), un secondo in cui la soletta è stata modellata con uno spessore equivalente all'inerzia J^II valutata al paragrafo 5.2.2.1 (a simulare il comportamento dello stadio II della sezione, figura 5.26). Una volta ottenuti i valori delle frecce da entrambi i modelli, è stata applicata la loro combinazione in funzione del valore di ζ , calcolato al paragrafo 5.2.2.2.

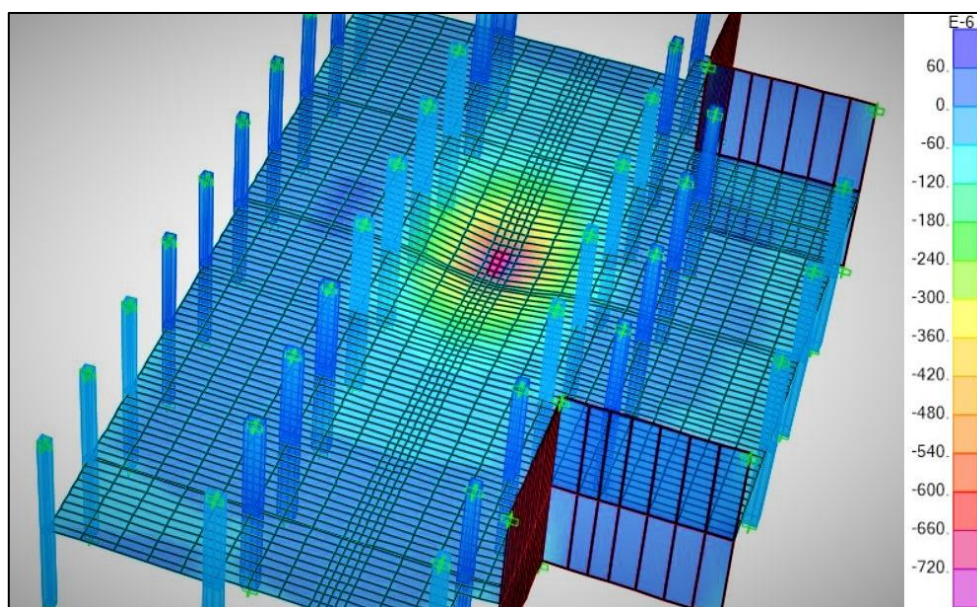


Figura 5.25: Freccia relativa al carico massimo di prova di 90,6 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta in calcestruzzo armato interamente resistente (si ottiene una freccia massima in mezzzeria della campata di 0,72 mm)

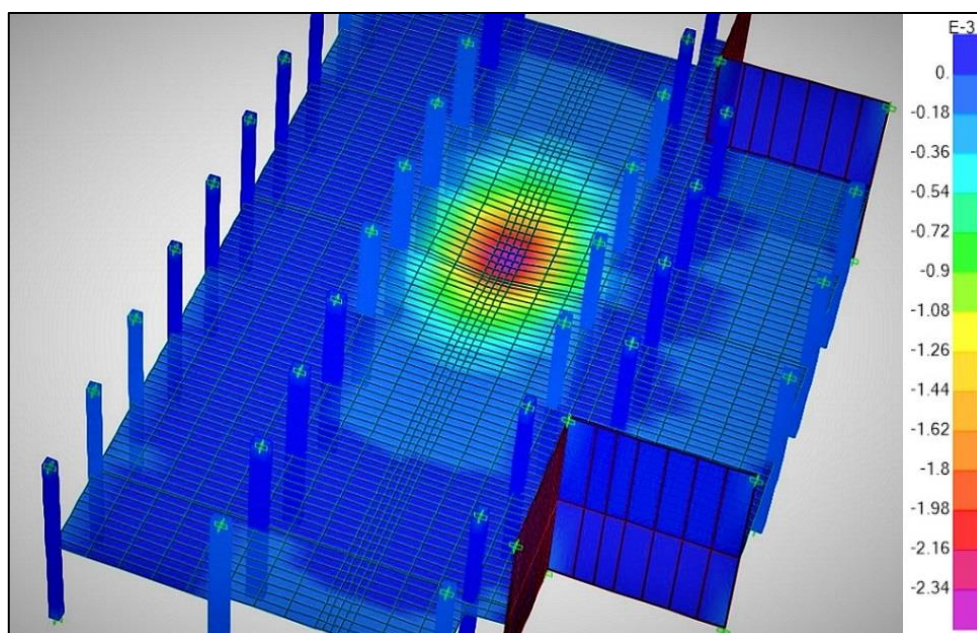


Figura 5.26: Freccia relativa al carico massimo di prova di 90,6 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta in calcestruzzo armato parzializzata (si ottiene una freccia massima in mezzzeria della campata di 2,34 mm)

Dall'analisi effettuata si ottengono delle frecce che sono in linea con quelle ottenute durante l'esecuzione della prova e, similmente, con quelle calcolate per via teorica. Infatti si ottengono i seguenti risultati:

- $f^I = 0,72 \text{ mm}$
- $f^{II} = 2,34 \text{ mm}$

Utilizzando il valore di $\zeta = 0,3957$, definito al paragrafo 5.2.2.2, si ottiene un valore della freccia pari a:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta)f_I = 1,36 \text{ mm}$$

Infine, si propone la tabella 5.8, in cui vengono confrontati tutti i valori di freccia riscontrati, per via sperimentale, per via teorica e attraverso la modellazione.

Tabella 5.8: Confronto tra i valori massimi di freccia ottenuti per via teorica, dalla modellazione e per via sperimentale

FRECCIA MASSIMA	TEORICA	DA MODELLAZIONE	SPERIMENTALE
f^I [mm]	0,79	0,72	-
f^{II} [mm]	2,82	2,34	-
f_{TOT} [mm]	1,59	1,36	1,05

Dalla tabella 5.8, si può vedere come il comportamento della struttura reale si possa approssimare in diverse maniere, ottenendo dei valori sempre confrontabili anche se leggermente differenti, in quanto la struttura reale avrà un comportamento nell'insieme che sarà sempre approssimato nell'elaborazione di calcoli numerici effettuati sia dall'uomo che dal programma. In ogni caso, si può notare, che attraverso una modellazione accurata ci si può avvicinare di molto al valore reale della freccia ottenibile durante l'esecuzione di una prova di carico; difficilmente si riesce ad ottenere un riscontro perfetto tra i dati sperimentali e la modellazione.

5.2.3 Prova n°2: Solaio in laterocemento del 2° piano

Il carico è stato effettuato, su indicazioni del Collaudatore Ing. Roncoroni, tramite un martinetto oleodinamico a spinta (avente un'impronta pari a m 1,0x0,2) posizionato in mezzeria della luce della soletta indagata, trovando contrasto alla soletta superiore di 3° Piano.

Per la rilevazione delle frecce sono stati utilizzati 7 sensori di misura (montati su aste telescopiche e portati a contatto con la struttura indagata) posizionati al piano sottostante. La posizione del carico e quella dei sensori differenziali è riportata nell'elaborato grafico che segue.



Figura 5.27: Particolare martinetti di carico



Figura 5.28: Particolare sensori differenziali

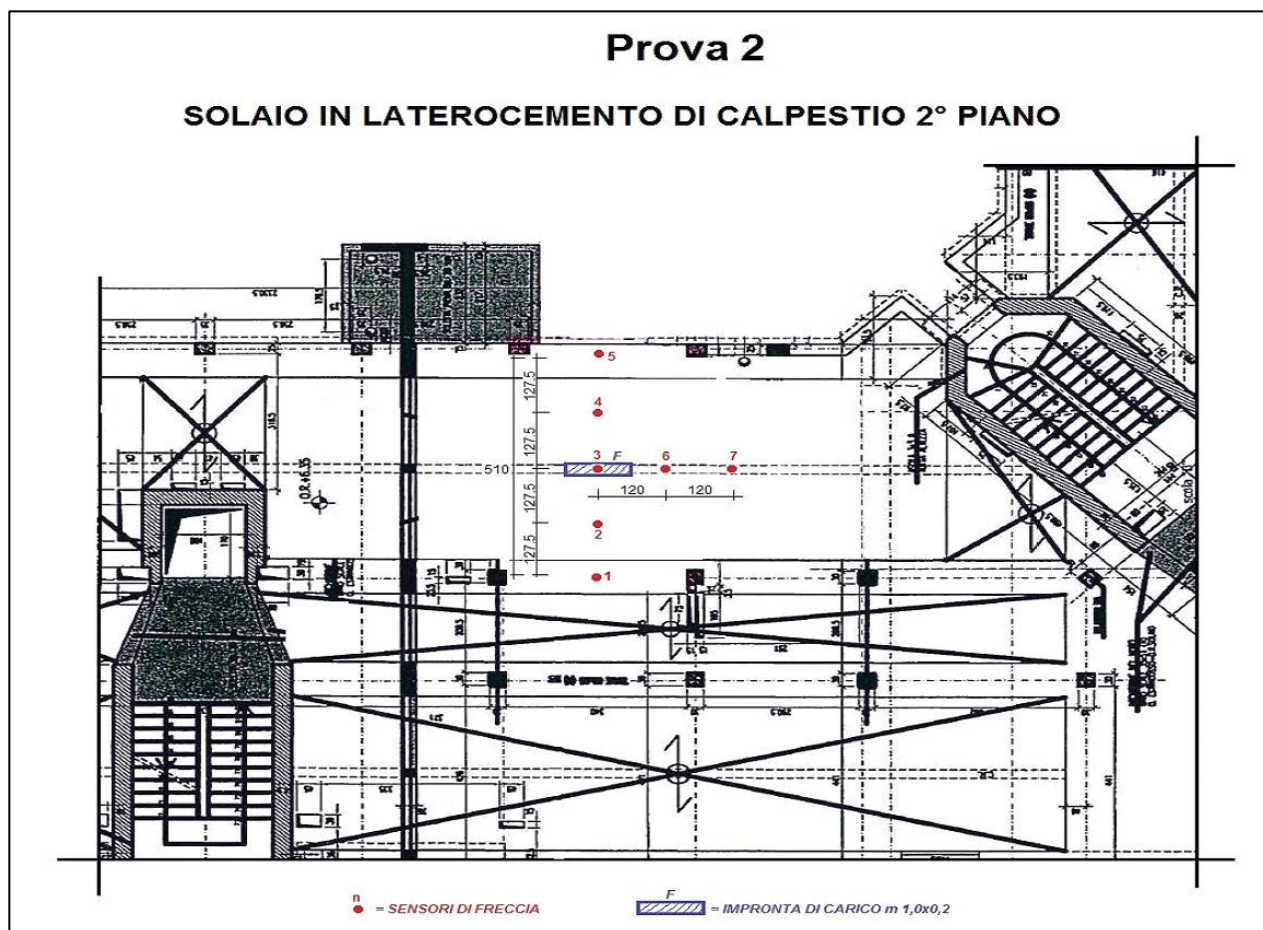


Figura 5.29: Schema posizionamento del carico e dei trasduttori di spostamento

5.2.3.1 Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa

Per valutare, in via preliminare, il carico puntuale, F_{eq} , equivalente al carico distribuito di progetto (come definito dalla relazione [5.1]), si opera ipotizzando i valori della striscia collaborante di solaio, b , e del coefficiente di vincolo C_v , secondo la metodologia teorica, riportata al capitolo 5.1.4.3.

Come già espresso, essendo solitamente la prova effettuata sulla struttura allo stato grezzo, il carico di prova dovrà tener conto dei carichi mancanti quali:

- Carico accidentale o di esercizio;
- Carico permanente (pavimentazione, sottofondo, intonaco etc.)

Al fine di evitare fenomeni dinamici che possano pregiudicare la struttura, il carico di prova viene applicato gradualmente e ad intervalli regolari di tempo.

I parametri da inserire nella [5.1] $F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L$ [kN] sono:

- $C_v = 0,44$; come espresso dalla tabella 5.1, in quanto ci ritroviamo nel caso intermedio tra un incastro perfetto ed un semplice appoggio;
- $b = 2,79$ m; calcolato tramite la relazione [5.2], in riferimento ai valori in tabella 5.2 con valori di $\alpha' = 3$ e $\delta = 0,88$;
- $q = 6,10$ kN/m²: dove sono stati valutati i soli carichi permanenti portati e i carichi accidentali;
- $L = 5,10$: Luce del solaio.

In base ai parametri sopra citati, è stato allora possibile stabilire, in via preliminare, il carico massimo equivalente da applicare durante l'esecuzione della prova: $F_{eq} = 38,2$ kN.

Questo valore, trovato per via teorica, quindi basato su delle supposizioni, non è garantito che sia il valore limite a cui si fa eseguire la prova, infatti, durante l'esecuzione della stessa, attraverso il metodo sperimentale, descritto al capitolo 5.1.4.4, si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opererà, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere il carico distribuito di progetto da verificare: è possibile, dunque, che il valore di carico puntuale, elaborato teoricamente, sia differente, anche se non in modo particolarmente significativo, dal carico reale da applicare durante la prova, verificato sperimentalmente.

Con il medesimo approccio, pertanto, si può procedere anche con il calcolo della freccia teorica attesa durante la prova; anche in questo caso è possibile che il valore reale si discosti da quello teorico.

Per effettuare il calcolo della freccia teorica, da confrontare con quella sperimentale, si dovrà adottare la formula del carico concentrato in modo che il confronto sia uniforme. Pertanto, nel calcolo, si deve tenere conto che la forza si distribuisce su una fascia virtuale di una certa lunghezza corrispondente alla fascia collaborante di solaio, mentre il momento di inerzia è indicato per una fascia di solaio di un metro. Pertanto la freccia si ricava in riferimento alla forza $P = F_{eq}/b = 13,69 \text{ kN/m}$.

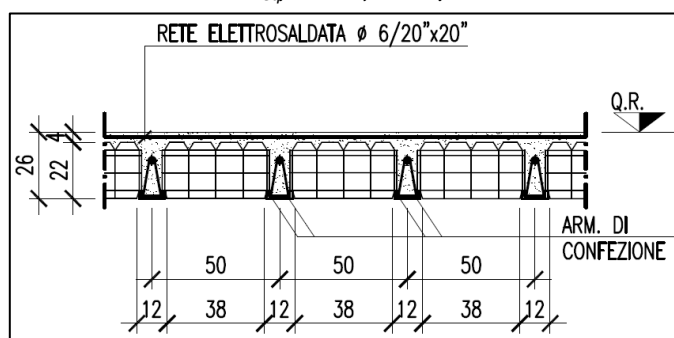


Figura 5.30: Sezione corrente della soletta laterocementizia del 2° piano

In base a quanto affermato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2, è necessario valutare e combinare i valori delle frecce in ambito elastico e in caso di sezione parzializzata.

Si procede, dunque, al calcolo della freccia in campo elastico del solaio laterocementizio, con caratteristiche geometriche precedentemente definite e desumibili dalla figura 5.30. In via preliminare si continua a considerare la situazione intermedia tra incastro perfetto e semplice appoggio, per la quale si ottiene un valore di freccia, desumibile dalla tabella 5.1, pari a:

$$f^I = \frac{5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^I} = 1,60 \text{ mm}$$

dove:

- $E = 32.000 \text{ MPa}$;
- $J^I = 46.374 \text{ cm}^4$ (ottenuto dal doppio dell'inerzia di un singolo travetto, di larghezza 50 cm).

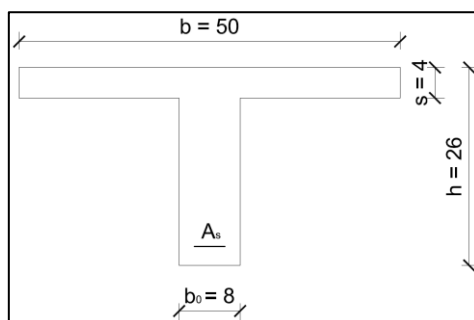


Figura 5.31: Sezione a T del solaio laterocementizio

Si continua riportando la sezione del travetto a T del solaio laterocementizio (figura 5.31) e calcolando il valore della freccia in caso di sezione parzializzata, definendo, in prima analisi, la distanza tra il bordo compresso e la posizione dell'asse neutro, y_c^{II} :

$$y_c^{II} = \frac{nA_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bd_G}{nA_s}} - 1 \right) = 4,81 \text{ cm}$$

Ma siccome risulta che $y_c^{II} > s$, il valore della distanza tra il bordo compresso e la posizione dell'asse neutro si calcola come segue:

$$y_c^{II} = \frac{nA_s + as}{b_0} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{as^2 + 2n \cdot (d_G \cdot A_s)}{(nA_s + as)^2}} \right] = 4,87 \text{ cm} \quad [5.20]$$

E il valore corrispettivo del momento di inerzia, J^{II} , vale:

$$J^{II} = 2 \left[\frac{1}{3} bs^3 + \frac{1}{3} b_0 (y_c^{II} - s)^3 + nA_s (h - y_c^{II})^2 \right] = 32.408 \text{ cm}^4 \quad [5.21]$$

dove:

- n: coefficiente di omogeneizzazione = 15
- A_s : area armatura lembo teso = 2,26 cm²
- b: larghezza sezione = 50 cm
- b_0 : larghezza dell'anima del travetto = 8 cm
- s: altezza della soletta collaborante = 4 cm
- d_G : distanza dell'interasse delle armature inferiori dal lembo compresso = 21,9 cm
- h: altezza della sezione = 26 cm

In base ai dati riportati, si valuta il valore della freccia in caso di sezione parzializzata:

$$f^{II} = \frac{5 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot EJ^{II}} = 2,28 \text{ mm}$$

Infine, per procedere alla combinazione delle frecce nelle due configurazioni, come espresso nell'equazione [5.8], si definiscono: il valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo, f_{ctm} (attraverso la relazione [5.10]), il momento di prima fessurazione, M_{fes} (attraverso la relazione [5.11]), il momento di progetto, M_s (in cui sono inseriti anche i valori dei pesi propri, in questo caso di 6.25 kN/m², attraverso i valori presenti in tabella 5.1) e il coefficiente di distribuzione che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione, ζ (attraverso la relazione [5.9]).

Si ottengono i seguenti risultati:

- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 9,30 \text{ kNm}$;
- $M_s = 18,59 \text{ kNm}$ sulla base della tabella 5.1, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,44 (3,65 + 6,10) \text{ kN/m}^2 \cdot 5,10 \text{ m} = 21,88 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,7497$.

Quindi si ottiene, attraverso la [5.8]:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 2,11 \text{ mm}$$

5.2.3.2 Elaborazione dei risultati di prova

Sulla base dei risultati di prova, riportati in allegato B.2, viene elaborata la tabella 5.9, dove vengono riportati i dati significativi della soletta in esame, i valori di F_{eq} , C_v e b ottenuti attraverso l'approccio teorico

e i valori di F_{eq} , C_v , b e del carico equivalente distribuito, elaborati, attraverso il metodo sperimentale (descritto al capitolo 5.1.4.4), in seguito alla esecuzione della prova, sulla base dei dati sperimentali ottenuti.

Tabella 5.9: Dati ricavati attraverso il metodo teorico e attraverso il metodo sperimentale per la esecuzione della prova n° 1

SOLAIO IN LATEROCEMENTO DEL 2° PIANO								
Luce [m]	Sovraccarico richiesto [kN/m ²]	METODO TEORICO			METODO SPERIMENTALE			
		b [m]	C_v	Forza equivalente [kN]	b [m]	C_v	Forza massima applicata [kN]	Carico distribuito equivalente massimo [kN/m ²]
5,10	6,10	2,79	0,44	38,20	3,70	0,39	60,90	7,27

Dall'analisi della tabella 5.9, si può notare una affinità dei valori calcolati attraverso il metodo teorico, previa esecuzione della prova, e quelli calcolati attraverso il metodo sperimentale, conseguenti all'esecuzione della prova. La forza massima applicata, come spiegato in precedenza al paragrafo 5.2.2.1, si discosta da quella calcolata teoricamente, in quanto si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opera, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere, o superare leggermente, il carico distribuito di progetto da verificare.

Si riportano, inoltre, due tabelle riepilogative dei risultati significativi ottenuti durante l'esecuzione della prova: nella tabella 5.10 si riportano i valori relativi alle frecce, per ogni singolo sensore, rilevate in funzione del carico massimo applicato, pari a 60,9 kN; nella tabella 5.11 si riportano i valori delle frecce, relative al sensore posizionato in mezzeria della luce, in funzione dei carichi applicati e del ciclo in cui si sono rilevate le frecce maggiori.

Tabella 5.10: Valori relativi alle frecce in corrispondenza dei sensori utilizzati, in funzione del carico massimo applicato di 60,9 kN

SENSORI LONGITUDINALI			ALTRI SENSORI		
Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]	Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]
1	Appoggio trave lato scale	0.17	6	m 1.5 Trasv. Destro	0.70
2	¼ Luce	0.60	7	m 3.0 Trasv. Destro	0.34
3	MEZZERIA	1.01			
4	¾ Luce	0.72			
5	Appoggio opposto	0.15			

Tabella 5.11: Valori relativi alle frecce in corrispondenza del sensore n° 3, in mezzeria, in funzione dei carichi applicati nel 3° ciclo

Forza [kN]	Freccia [mm]	Inr. E Decr. (+/-) [mm/100]
10.3	0.16	16.0
20.4	0.32	16.0
30.2	0.48	16.0
40.2	0.65	17.0
50.7	0.82	17.0
60.9	1.01	19.0
30.0	0.52	-49.0
0.0	0.02	-50.0

Infine vengono valutate linearità (rapporto percentuale tra le tangenti alla curva di isteresi passanti per i punti individuati dall'ultimo e dal primo carico), ripetibilità (rapporto percentuale, a parità di carico, tra i valori della freccia, depurata del residuo, di due cicli diversi) e permanenza (rapporto percentuale tra il residuo e la freccia massima), come definite al capitolo 5.1.7.

Si ripota allora la tabella 5.12, in cui si riportano i valori di linearità in funzione del carico applicato, e la tabella 5.13, in cui si riportano i valori di linearità, ripetibilità e permanenza calcolati.

Tabella 5.12: Valutazione della linearità in funzione dello stato di carico

Forza [kN]	10.3	20.4	30.2	40.2	50.7	60.9
Carico [kN /m ²]	1.4	2.8	4.1	5.5	6.9	8.3
Linearità [%]	100	99	98	96	96	93

Tabella 5.13: Valutazione della ripetibilità, linearità e permanenza del carico applicato

Ripetibilità [%]	Linearità media [%]	Linearità minima [%]	Permanenza [%]
99	97	93	2

I risultati delle prove di carico e del comportamento elastico delle strutture vengono rappresentati da curve di isteresi. L'isteresi è la caratteristica di un sistema di reagire in ritardo alle sollecitazioni applicate e in dipendenza dello stato precedente.

L'area racchiusa dalle curve di isteresi, calcolata percentualmente rispetto all'area di carico, è importante in quanto consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico della struttura eseguito per fasi successive; superato il limite compreso tra l'8% ed il 16%, la struttura passa da un comportamento elastico ad un comportamento plastico. Anche la misura delle frecce residue, calcolate sperimentalmente, consente di conoscere il grado di elasticità delle strutture; in particolare, per quelle in c.a., le deformazioni residue non devono superare una quota parte (un terzo) di quelle totali, commisurate ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico.

Si ricava per il caso in esame, il rapporto percentuale tra l'area racchiusa dalla curva di isteresi e l'area di carico, pari al 5,91 % ed una deformazione residua di 0,02 mm, ampiamente entro i limiti imposti.

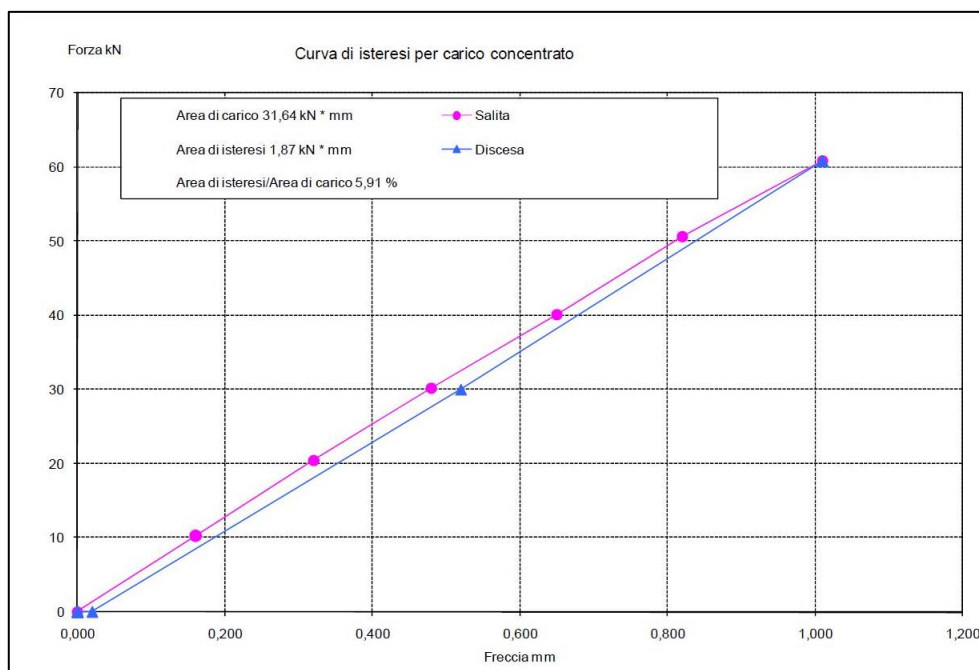


Figura 5.32: Curva di isteresi per carico concentrato - Prova n° 2

In base ai risultati ottenuti sperimentalmente e ai valori di F_{eq} , C_v e b , è possibile ricalcolare la freccia teorica attesa in base a quanto riportato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2.

Si ottengono i seguenti risultati:

- $P = 12,13 \text{ kN/m}$;
- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 9,30 \text{ kNm}$;
- $M_s = 13,73 \text{ kNm}$ sulla base della tabella 5.1, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,39 (3,65 + 6,1) \text{ kN/m}^2 \cdot 6,15 \text{ m} = 19,39 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,5412$, assunto $\beta = 1$ per singola applicazione di carico di breve durata.

In funzione del coefficiente di vincolo trovato, pari a 0,39, si ricalcolano le frecce con l'opportuno coefficiente correttivo, allo stadio I e allo stadio II, e si effettua la nuova combinazione:

$$f^I = \frac{3,25 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^I} = 0,92 \text{ mm} \qquad f^{II} = \frac{3,25 \cdot P \cdot L^3}{384 \cdot E J^{II}} = 1,31 \text{ mm}$$

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 1,13 \text{ mm}$$

5.2.3.3 Modellazione e confronto

Oltre ad aver effettuato un controllo ed un confronto con i dati ottenuti tramite l'esecuzione della prova con i valori ottenibili teoricamente, si propone ora una modellazione della struttura attraverso l'utilizzo di SAP2000, per confrontarne i risultati.

Nel caso in esame, la modellazione non risulta così semplice come lo è stato per il caso della soletta piena in calcestruzzo armato del 1° piano interrato. In questo caso, infatti, l'orizzontamento è costituito da un solaio in laterocemento: SAP2000, così come i più comuni software di modellazione per il calcolo strutturale, offrono la possibilità di creare elementi a solaio in laterocemento solo in funzione del loro peso proprio e della loro distribuzione dei carichi sulle travi su cui è ordito; per effettuare una modellazione semplice di un solaio in laterocemento, bisognerebbe infatti utilizzare software dedicati a questa tipologia di calcolo.

Pertanto, per effettuare la modellazione del solaio laterocementizio si è operato, con le opportune semplificazioni del caso, come segue:

- È stata prevista la disposizione di travetti in calcestruzzo armato delle opportune dimensioni (vedi paragrafo 5.2.3.2), appoggiati sulle travi di riferimento (in figura 5.33 in color ciano);
- È stata prevista la disposizione del cordolo rompitratta, di dimensioni da progetto di 0,25x0,14 m, trasversalmente alla disposizione dei travetti in calcestruzzo armato, in mezzzeria della campata (in figura 5.33 in color giallo, o verde per il tratto caricato);
- È stata prevista la disposizione, per simulare la collaborazione trasversale della soletta di completamento del solaio, di elementi trasversali a collegamento dei travetti in calcestruzzo armato di spessore della soletta (4 cm) e larghezza equivalente alla luce del solaio divisa per il numero di elementi inseriti (in figura 5.33 in color arancione);
- È stata prevista la disposizione, nella stessa direzione di orditura del solaio, e quindi dei travetti in calcestruzzo, di elementi scatolari a simulare l'irrigidimento fornito al solaio dalle pignatte in laterizio, interposti ai travetti. Le dimensioni di questi elementi sono state ricavate dalle schede tecniche del produttore, per larghezza, altezza e lunghezza, ed in funzione della percentuale di foratura è stato definito uno spessore equivalente della sezione scatolare. Anche il modulo elastico

del laterizio è stato ricavato dalla scheda tecnica del produttore $E < 20 \text{ MPa}$. Questo tipo di approssimazione è stata possibile, consci del fatto che le pignatte siano discontinue, poiché sono state considerate perfettamente aderenti al calcestruzzo e di fatto collaboranti con lo stesso, fornendo una quota parte, anche se piccola, di rigidità alla struttura (in figura 5.33 in color viola).

Come per il caso precedente, inoltre, si sono mantenute una serie di campate in entrambe le direzioni per simularne il comportamento reale della struttura, ed i pilastri, o setti, del piano soprastante e sottostante, entrambi incastrati a terra.

Per quanto riguarda l'applicazione del carico, è stato previsto un carico equivalente di 60,9 kN (carico massimo di prova) opportunamente distribuito, come in figura 5.33 in verde, su 1,00 m di cordolo rompitratta, in mezzeria dell'elemento studiato.

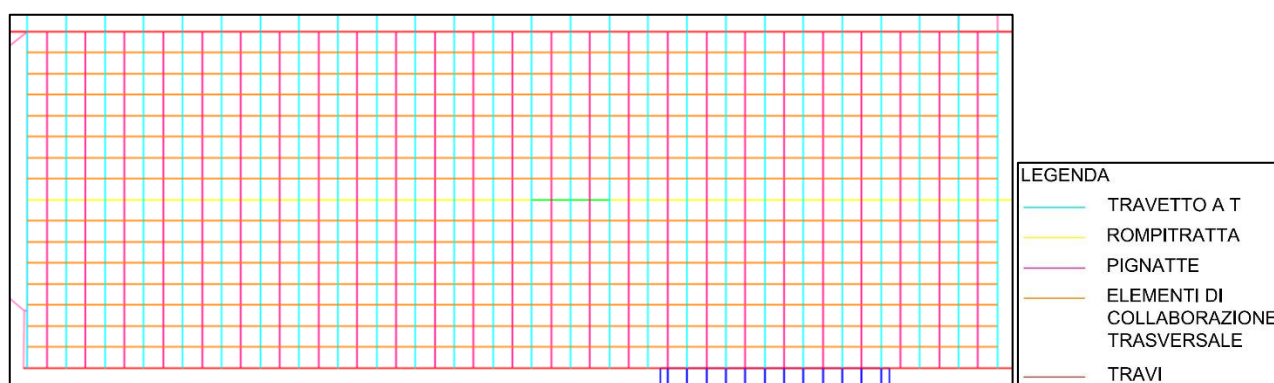


Figura 5.33: Modellazione solaio in laterocemento del 2° piano; i vari elementi sono definiti in legenda

Sono, infine, stati valutati entrambi gli scenari, dello stato I, con sezione integra, e dello stato II, con sezione parzializzata, per le cui caratteristiche si rimanda al paragrafo 5.2.3.1, per i quali sono stati eseguiti due distinti modelli con opportune caratteristiche. Infatti, SAP2000, così come gran parte dei comuni software utilizzati per il calcolo strutturale, nel calcolo della freccia non valuta la possibile parzializzazione della sezione e l'inerzia della sezione viene valutata sempre come inerzia di una sezione piena in calcestruzzo, senza valutare il contributo delle armature, in caso di sezione parzializzata. Sono quindi stati realizzati due modelli equivalenti: uno in cui il travetto è stata modellato con le sue dimensioni reali (a simulare il comportamento dello stadio I della sezione, figura 5.34), un secondo in cui il travetto è stata modellato con uno spessore equivalente all'inerzia J'' valutata al paragrafo 5.2.3.1 (a simulare il comportamento dello stadio II della sezione, figura 5.35). Una volta ottenuti i valori delle frecce da entrambi i modelli, è stata applicata la loro combinazione in funzione del valore di ζ , calcolato al paragrafo 5.2.3.2.

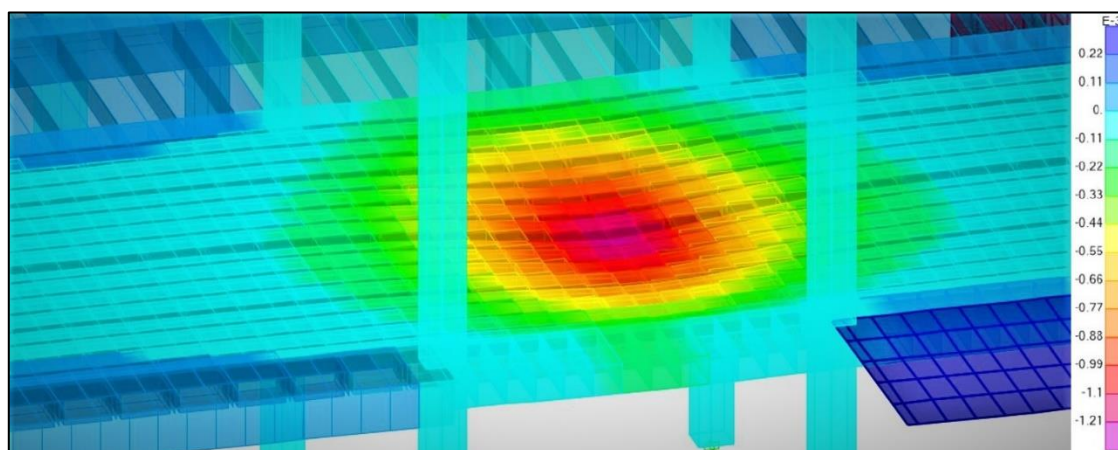


Figura 5.34: Freccia relativa al carico massimo di prova di 60,9 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione del solaio in laterocemento interamente resistente (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 1,21 mm)

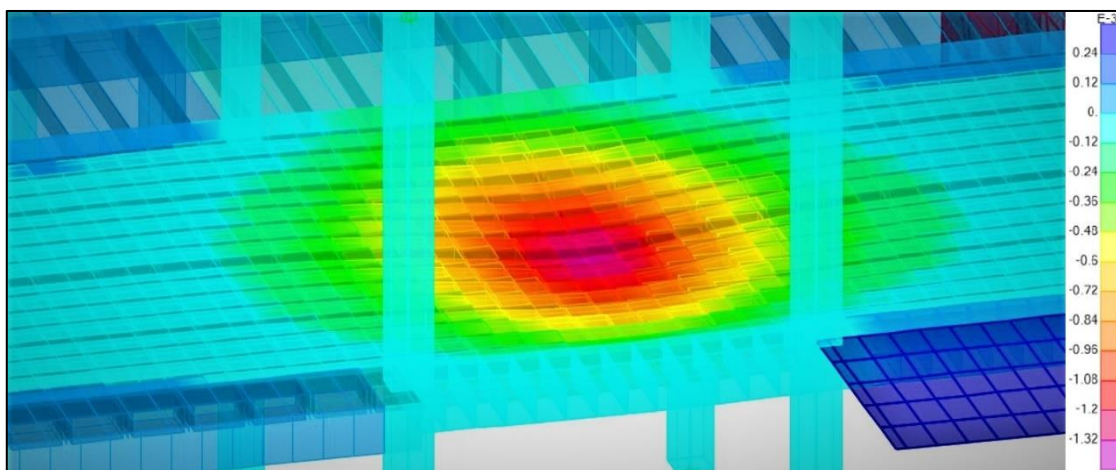


Figura 5.35: Freccia relativa al carico massimo di prova di 60,9 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione del solaio in laterocemento parzializzata (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 1,32 mm)

Dall'analisi effettuata si ottengono delle frecce che sono in linea con quelle ottenute durante l'esecuzione della prova e, similmente, con quelle calcolate per via teorica. Infatti si ottengono i seguenti risultati:

- $f^I = 1,21$ mm
- $f^{II} = 1,32$ mm

Utilizzando il valore di $\zeta = 0,5412$, definito al paragrafo 5.2.3.2, si ottiene un valore della freccia pari a:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta)f_I = 1,26 \text{ mm}$$

Infine, si propone la tabella 5.14, in cui vengono confrontati tutti i valori di freccia riscontrati, per via sperimentale, per via teorica e attraverso la modellazione.

Tabella 5.14: Confronto tra i valori massimi di freccia ottenuti per via teorica, dalla modellazione e per via sperimentale

FRECCIA MASSIMA	TEORICA	DA MODELLAZIONE	SPERIMENTALE
f^I [mm]	0,92	1,21	-
f^{II} [mm]	1,31	1,32	-
f_{TOT} [mm]	1,13	1,26	1,01

Dalla tabella 5.14, si può vedere come il comportamento della struttura reale si possa approssimare in diverse maniere, ottenendo dei valori sempre confrontabili anche se leggermente differenti, in quanto la struttura reale avrà un comportamento nell'insieme che sarà sempre approssimato nell'elaborazione di calcoli numerici effettuati sia dall'uomo che dal programma.

In ogni caso, si può notare, che attraverso una modellazione accurata ci si può avvicinare di molto al valore reale della freccia ottenibile durante l'esecuzione di una prova di carico; difficilmente si riesce ad ottenere un riscontro perfetto tra i dati sperimentali e la modellazione. In questo caso, inoltre, la modellazione è stata effettuata simulando il comportamento reale del solaio, utilizzando elementi differenti, non essendo in grado di modellare, con i comuni software di modellazione, l'elemento solaio in laterocemento come unico.

5.2.4 Prova n°3: Solaio a sbalzo in c.a. del 1° piano

Il carico è stato effettuato, su indicazioni del Collaudatore Ing. Roncoroni, tramite un martinetto oleodinamico a spinta (avente un'impronta pari a m 1,0x0,2) posizionato in prossimità dell'estremo dello sbalzo indagato, trovando contrasto allo sbalzo superiore opportunamente puntellato.

Per la rilevazione delle frecce sono stati utilizzati 5 sensori di misura (montati su aste telescopiche e portati a contatto con la struttura indagata) posizionati al piano sottostante. La posizione del carico e quella dei sensori differenziali è riportata nell'elaborato grafico che segue.



Figura 5.36: Particolare martinetti di carico



Figura 5.37: Particolare sensori differenziali

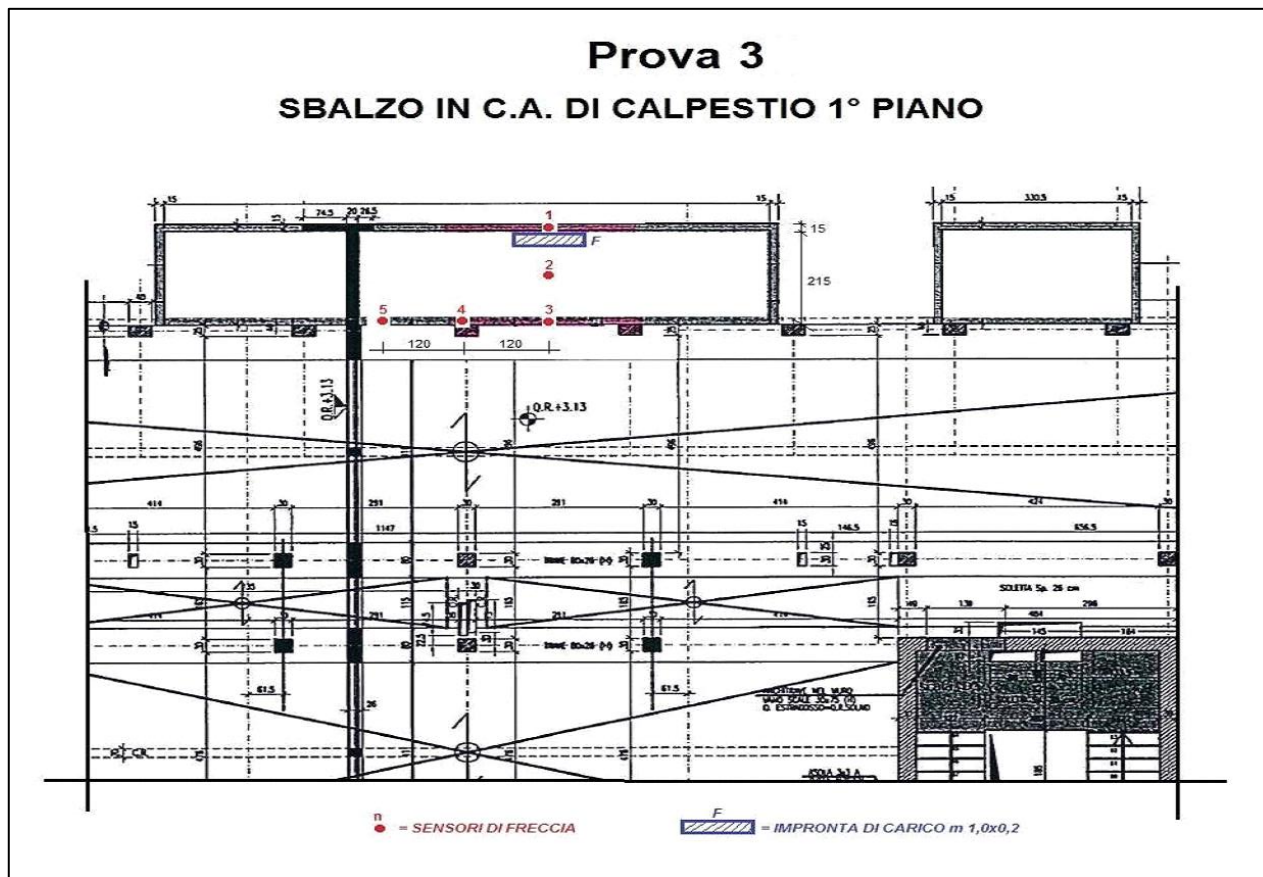


Figura 5.38: Schema posizionamento del carico e dei trasduttori di spostamento

5.2.4.1 Calcolo preliminare del carico equivalente e della freccia attesa

Per valutare, in via preliminare, il carico puntuale, F_{eq} , equivalente al carico distribuito di progetto (come definito dalla relazione [5.1]), si opera ipotizzando i valori della striscia collaborante di solaio, b , e del coefficiente di vincolo C_v , secondo la metodologia teorica, riportata al capitolo 5.1.4.3.

Come già espresso, essendo solitamente la prova effettuata sulla struttura allo stato grezzo, il carico di prova dovrà tener conto dei carichi mancanti quali:

- Carico accidentale o di esercizio;
- Carico permanente (pavimentazione, sottofondo, intonaco etc.)

I parametri da inserire nella [5.1] $F_{eq} = C_v \cdot b \cdot q \cdot L$ [kN] sono:

- $C_v = 0,55$; come espresso dalla figura 5.11, in quanto ci ritroviamo nel caso in cui il carico è applicato quasi in punta;
- $b = 5,40$ m; calcolato in base alla metà della larghezza del balcone, in quanto balcone molto ampio e si è prevista l'applicazione del carico a poco più di $\frac{1}{4}$ della luce totale (normalmente, per semplicità, si valuta l'intera larghezza del balcone);
- $q = 6,0$ kN/m²: dove sono stati valutati i soli carichi permanenti portati e i carichi accidentali;
- $L = 2,30$: luce del balcone.

In base ai parametri sopra citati, è stato allora possibile stabilire, in via preliminare, il carico massimo equivalente da applicare durante l'esecuzione della prova: $F_{eq} = 41,0$ kN.

Questo valore, trovato per via teorica, quindi basato su delle supposizioni, non è garantito che sia il valore limite a cui si fa eseguire la prova, infatti, durante l'esecuzione della stessa, attraverso il metodo sperimentale, descritto al capitolo 5.1.4.4, si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opererà, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere il carico distribuito di progetto da verificare: è possibile, dunque, che il valore di carico puntuale, elaborato teoricamente, sia differente, anche se non in modo particolarmente significativo, dal carico reale da applicare durante la prova, verificato sperimentalmente.

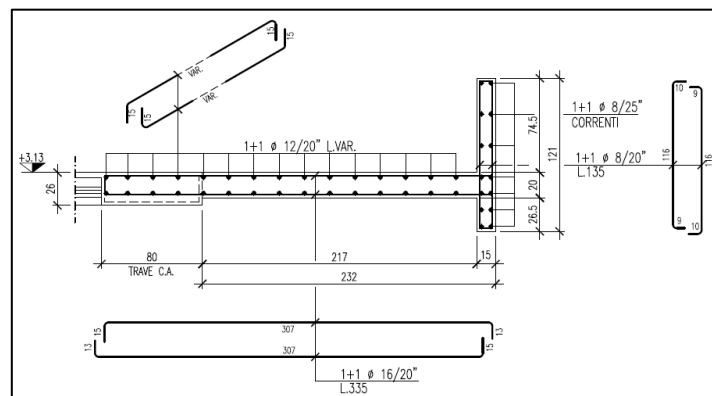


Figura 5.39: Sezione corrente della soletta piena a sbalzo in calcestruzzo armato del 1° piano

Con il medesimo approccio, pertanto, si può procedere anche con il calcolo della freccia teorica attesa durante la prova; anche in questo caso è possibile che il valore reale si discosti da quello teorico.

Per effettuare il calcolo della freccia teorica, da confrontare con quella sperimentale, si dovrà adottare la formula del carico concentrato in modo che il confronto sia uniforme. Pertanto, nel calcolo, si deve tenere conto che la forza si distribuisce su una fascia virtuale di una certa lunghezza corrispondente alla fascia collaborante di solaio, mentre il momento di inerzia è indicato per una fascia di solaio di un metro. Pertanto la freccia si ricava in riferimento alla forza $P = F_{eq}/b = 7,6$ kN/m.

In base a quanto affermato al *capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2*, è necessario valutare e combinare i valori delle frecce in ambito elastico e in caso di sezione parzializzata.

Si procede, dunque, al calcolo della freccia in campo elastico della soletta piena in c.a., con caratteristiche geometriche precedentemente definite e desumibili dalla figura 5.39. In via preliminare si continua a considerare la trave vincolata ad incastro perfetto, per la quale si ottiene un valore di freccia, pari a:

$$f^I = \frac{1 \cdot P \cdot L^3}{3 \cdot E J^I} = 1,45 \text{ mm}$$

dove:

- $E = 32.000 \text{ MPa}$;
- $J^I = 66.600 \text{ cm}^4$.

Si continua calcolando il valore della freccia in caso di sezione parzializzata, definendo, in prima analisi, la distanza tra il bordo compresso e la posizione dell'asse neutro, y_c^{II} , e il valore corrispettivo del momento di inerzia, J^{II} :

$$y_c^{II} = \frac{n A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d_G}{n A_s}} - 1 \right) = 5,76 \text{ cm}$$

$$J^{II} = \frac{1}{3} b y_c^{II^3} + n A_s (h - y_c^{II})^2 = 36.938 \text{ cm}^4$$

dove:

- n : coefficiente di omogeneizzazione = 15
- A_s : area armatura lembo teso = 10,05 cm²
- b : larghezza sezione = 100 cm
- d_G : distanza dell'interasse delle armature inferiori dal lembo compresso = 16,7 cm
- h : altezza della sezione = 20 cm

In base ai dati riportati, si valuta il valore della freccia in caso di sezione parzializzata:

$$f^{II} = \frac{1 \cdot P \cdot L^3}{3 \cdot E J^{II}} = 2,61 \text{ mm}$$

Infine, per procedere alla combinazione delle frecce nelle due configurazioni, come espresso nell'equazione [5.8], si definiscono: il valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo, f_{ctm} (attraverso la relazione [5.10]), il momento di prima fessurazione, M_{fes} (attraverso la relazione [5.11]), il momento di progetto, M_s (in cui sono inseriti anche i valori dei pesi propri, in questo caso di 6.25 kN/m², attraverso i valori presenti in tabella 5.1) e il coefficiente di distribuzione che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione, ζ (attraverso la relazione [5.9]).

Si ottengono i seguenti risultati:

- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 16,86 \text{ kNm}$;
- $M_s = 31,99 \text{ kNm}$, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,55 (5,00 + 6,00) \text{ kN/m}^2 \cdot 2,30 \text{ m} = 13,91 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,7222$, assunto $\beta = 1$ per singola applicazione di carico di breve durata.

Quindi si ottiene, attraverso la [5.8]:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 2,29 \text{ mm}$$

5.2.4.2 Elaborazione dei risultati di prova

Sulla base dei risultati di prova, riportati in allegato B.3, viene elaborata la tabella 5.15, dove vengono riportati i dati significativi della soletta in esame, i valori di F_{eq} , C_v e b ottenuti attraverso l'approccio teorico e i valori di F_{eq} , C_v , b e del carico equivalente distribuito, elaborati, attraverso il metodo sperimentale (descritto al capitolo 5.1.4.4), in seguito alla esecuzione della prova, sulla base dei dati sperimentali ottenuti.

Tabella 5.15: Dati ricavati attraverso il metodo teorico e attraverso il metodo sperimentale per la esecuzione della prova n° 1

SOLETTA IN C.A. A SBALZO DEL 1° PIANO								
Luce [m]	Sovraccarico richiesto [kN/m ²]	METODO TEORICO			METODO SPERIMENTALE			
		b [m]	C_v	Forza equivalente [kN]	b [m]	C_v	Forza massima applicata [kN]	Carico distribuito equivalente massimo [kN/m ²]
2,30	6,00	5,40	0,55	41,00	5,15	0,56	40,70	6,03

Dall'analisi della tabella 5.15, si può notare una affinità dei valori calcolati attraverso il metodo teorico, previa esecuzione della prova, e quelli calcolati attraverso il metodo sperimentale, conseguenti all'esecuzione della prova. La forza massima applicata, come spiegato in precedenza al paragrafo 5.2.2.1, si discosta da quella calcolata teoricamente, in quanto si ricavano, a partire dal carico puntuale applicato, i reali valori di b e C_v , e, conseguentemente, del carico distribuito equivalente. Si opera, pertanto, iteratamente, fino a raggiungere, o superare leggermente, il carico distribuito di progetto da verificare.

Si riportano, inoltre, due tabelle riepilogative dei risultati significativi ottenuti durante l'esecuzione della prova: nella tabella 5.16 si riportano i valori relativi alle frecce, per ogni singolo sensore, rilevate in funzione del carico massimo applicato, pari a 40,7 kN; nella tabella 5.17 si riportano i valori delle frecce, relative al sensore posizionato in mezzeria della luce, in funzione dei carichi applicati.

Tabella 5.16: Valori relativi alle frecce in corrispondenza dei sensori utilizzati, in funzione del carico massimo applicato di 40,7 kN

SENSORI LONGITUDINALI			ALTRI SENSORI		
Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]	Sensore n°	Posizione	Frecce [mm]
1	Mezzeria Estremo Sbalzo	1.84	4	m 1.2 Trasv. sx trave incastro	0.12
2	Mezzeria luce sbalzo	0.86	5	m 2.4 Trasv. sx trave incastro	0.11
3	Incastro interno	0.14			

Tabella 5.17: Valori relativi alle frecce in corrispondenza del sensore n° 1, all'estremo, in funzione dei carichi applicati nel 3° ciclo

Forza [kN]	Freccia [mm]	Inr. E Decr. (+/-) [mm/100]
10.5	0.45	45.0
20.6	0.90	45.0
30.6	1.33	43.0
40.7	1.84	51.0
30.2	1.44	-40.0
20.3	1.01	-43.0
10.3	0.56	-45.0
0.0	0.07	-49.0

Infine vengono valutate linearità (rapporto percentuale tra le tangenti alla curva di isteresi passanti per i punti individuati dall'ultimo e dal primo carico), ripetibilità (rapporto percentuale, a parità di carico, tra i valori della freccia, depurata del residuo, di due cicli diversi) e permanenza (rapporto percentuale tra il residuo e la freccia massima), come definite al capitolo 5.1.7.

Si ripota allora la tabella 5.18, in cui si riportano i valori di linearità in funzione del carico applicato, e la tabella 5.19, in cui si riportano i valori di linearità, ripetibilità e permanenza calcolati.

Tabella 5.18: Valutazione della linearità in funzione dello stato di carico

Forza [kN]	10.5	20.6	30.6	40.7
Carico [kN /m ²]	1.6	3.1	4.6	6.1
Linearità [%]	100	98	99	95

Tabella 5.19: Valutazione della ripetibilità, linearità e permanenza del carico applicato

Ripetibilità [%]	Linearità media [%]	Linearità minima [%]	Permanenza [%]
99	98	95	4

I risultati delle prove di carico e del comportamento elastico delle strutture vengono rappresentati da curve di isteresi. L'isteresi è la caratteristica di un sistema di reagire in ritardo alle sollecitazioni applicate e in dipendenza dello stato precedente.

L'area racchiusa dalle curve di isteresi, calcolata percentualmente rispetto all'area di carico, è importante in quanto consente di valutare l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico della struttura eseguito per fasi successive; superato il limite compreso tra l'8% ed il 16%, la struttura passa da un comportamento elastico ad un comportamento plastico. Anche la misura delle frecce residue, calcolate sperimentalmente, consente di conoscere il grado di elasticità delle strutture; in particolare, per quelle in c.a., le deformazioni residue non devono superare una quota parte (un terzo) di quelle totali, commisurate ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico.

Si ricava per il caso in esame, il rapporto percentuale tra l'area racchiusa dalla curva di isteresi e l'area di carico, pari al 10,64 % ed una deformazione residua di 0,07 mm, entro i limiti imposti.

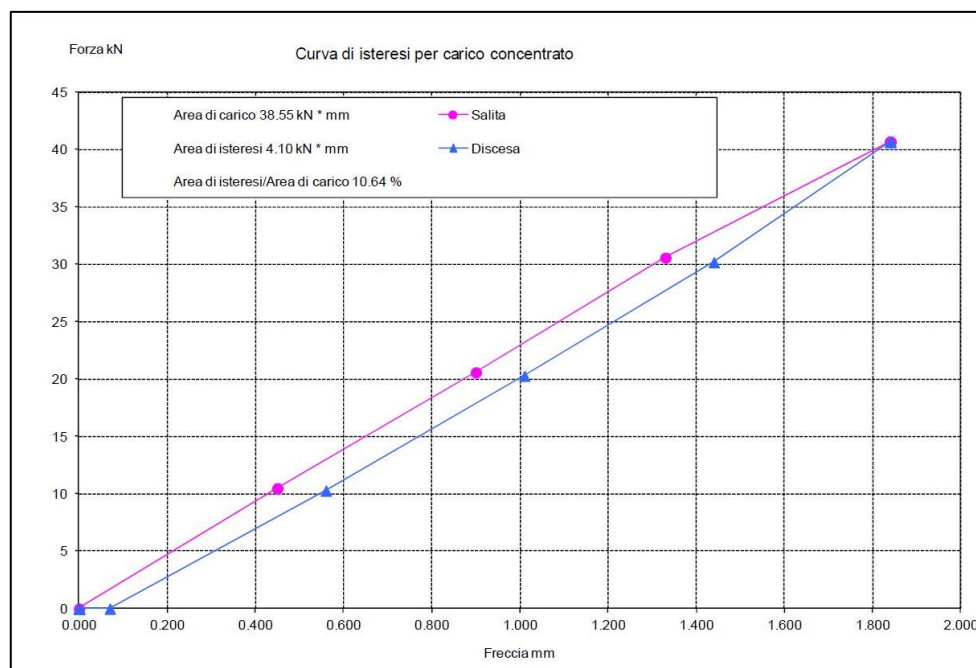


Figura 5.40: Curva di isteresi per carico concentrato - Prova n° 3

In base ai risultati ottenuti sperimentalmente e ai valori di F_{eq} , C_v e b , è possibile ricalcolare la freccia teorica attesa in base a quanto riportato al capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2.

Si ottengono i seguenti risultati:

- $P = 7,72 \text{ kN/m}$;
- $f_{ctm} = 2,77 \text{ MPa}$ per calcestruzzo C 28/35;
- $M_{fes} = 16,86 \text{ kNm}$;
- $M_s = 32,59 \text{ kNm}$ sulla base della tabella 5.1, sulla base di un peso equivalente di $P = 0,56 (5,00 + 6,00) \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \text{ m} = 14,17 \text{ kN/m}$;
- $\zeta = 0,7324$, assunto $\beta = 1$ per singola applicazione di carico di breve durata.

In funzione del coefficiente di vincolo trovato, pari a 0,56, si ricalcolano le frecce con l'opportuno coefficiente correttivo, allo stadio I e allo stadio II, e si effettua la nuova combinazione:

$$f^I = \frac{1 \cdot P \cdot L^3}{3 \cdot E J^I} = 1,47 \text{ mm} \qquad f^{II} = \frac{1 \cdot P \cdot L^3}{3 \cdot E J^{II}} = 2,65 \text{ mm}$$

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I = 2,33 \text{ mm}$$

5.2.4.3 Modellazione e confronto

Oltre ad aver effettuato un controllo ed un confronto con i dati ottenuti tramite l'esecuzione della prova con i valori ottenibili teoricamente, si propone ora una modellazione della struttura attraverso l'utilizzo di SAP2000 per confrontarne i risultati.

Come nel caso della soletta piena in calcestruzzo armato del 1° piano interrato, la modellazione risulta semplice: la soletta a sbalzo viene modellata semplicemente come un elemento shell, "plate think", opportunamente meshato; si sono mantenute una serie di campate in entrambe le direzioni per simularne il comportamento reale e i pilastri, o setti, del piano soprastante e sottostante, entrambi incastrati a terra.

Per quanto riguarda l'applicazione del carico, è stato previsto un carico equivalente di 40,7 kN (carico massimo di prova) opportunamente distribuito su 1 metro di lunghezza, come in figura 5.41, sul bordo dell'elemento studiato.

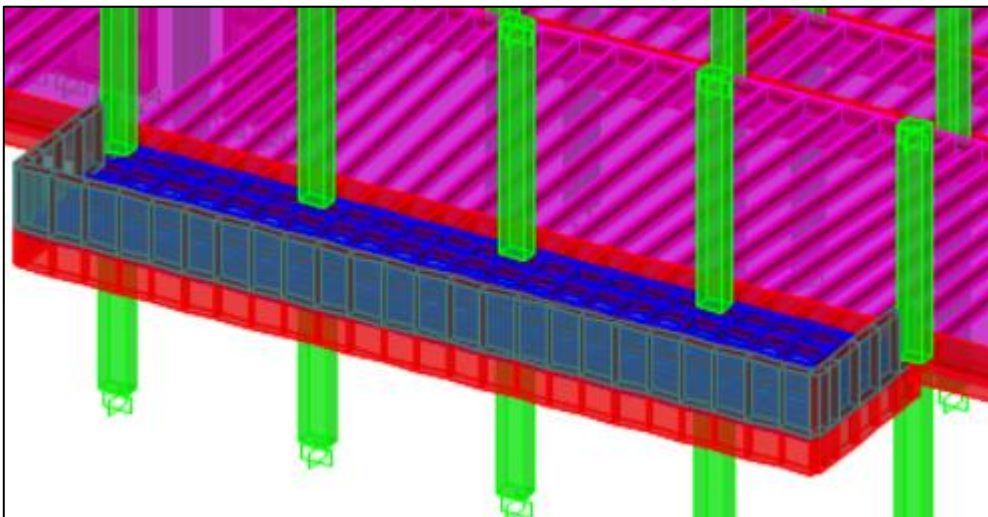


Figura 5.41: Modellazione soletta piena in calcestruzzo armato a sbalzo del 1° piano

Come visibile dalla figura 5.41, il balcone studiato è dotato di un parapetto in calcestruzzo armato di altezza 74 cm e spessore 20 cm, che risulta essere di 10 cm distaccato dal pilastro di bordo. Pertanto, un altro

elemento, che è stato studiato in questa trattazione, è stata l'incidenza della presenza o meno del parapetto sulla freccia massima rilevata per effetto dell'applicazione del carico di prova; sono infatti stati realizzati 2 modelli distinti, uno con il balcone dotato di parapetto e l'altro privato dello stesso. Come vedremo in seguito, la presenza del parapetto, irrigidisce di un certo grado la struttura: risulta pertanto importante, nello studio del comportamento di questo oggetto, inserire anche questo elemento secondario, come il parapetto, che spesso, magari, viene trascurato perché di secondaria importanza.

Sono, infine, stati valutati entrambi gli scenari, dello stato I, con sezione integra, e dello stato II, con sezione parzializzata, per le cui caratteristiche si rimanda al paragrafo 5.2.4.1, per i quali sono stati eseguiti due distinti modelli con opportune caratteristiche. Infatti, SAP2000, così come gran parte dei comuni software utilizzati per il calcolo strutturale, nel calcolo della freccia non valuta la possibile parzializzazione della sezione e l'inerzia della sezione viene valutata sempre come inerzia di una sezione piena in calcestruzzo, senza valutare il contributo delle armature, in caso di sezione parzializzata. Sono quindi stati realizzati due modelli equivalenti: uno in cui la soletta è stata modellata con lo spessore reale di 0,20 m (a simulare il comportamento dello stadio I della sezione), un secondo in cui la soletta è stata modellata con uno spessore equivalente all'inerzia J^II valutata al paragrafo 5.2.4.1 (a simulare il comportamento dello stadio II della sezione). Una volta ottenuti i valori delle frecce da entrambi i modelli, è stata applicata la loro combinazione in funzione del valore di ζ , calcolato al paragrafo 5.2.4.2.

Si riportano in figura 5.42 e 5.43, i risultati ottenuti dalla modellazione con il parapetto.

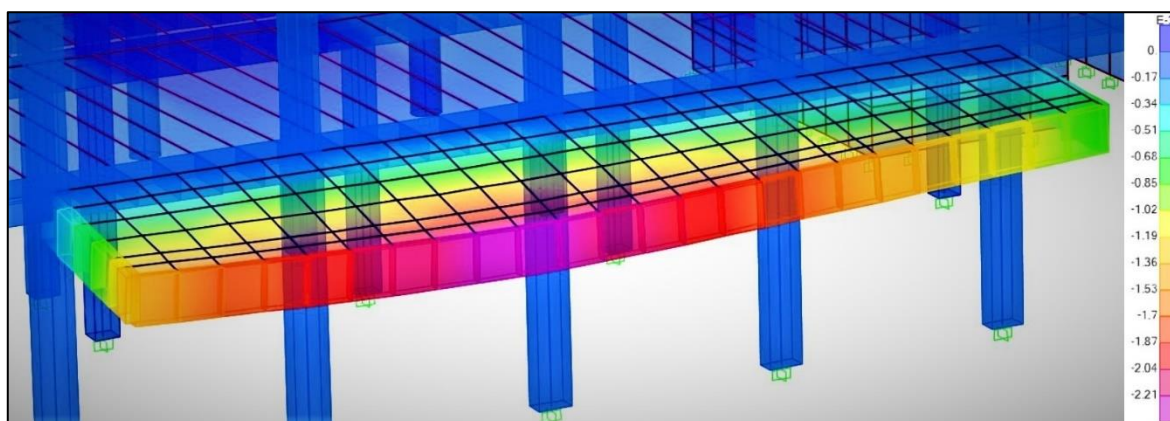


Figura 5.42: Freccia relativa al carico massimo di prova di 40,7 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta a sbalzo in calcestruzzo armato interamente resistente (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 2,21 mm), senza aver considerato la presenza del parapetto

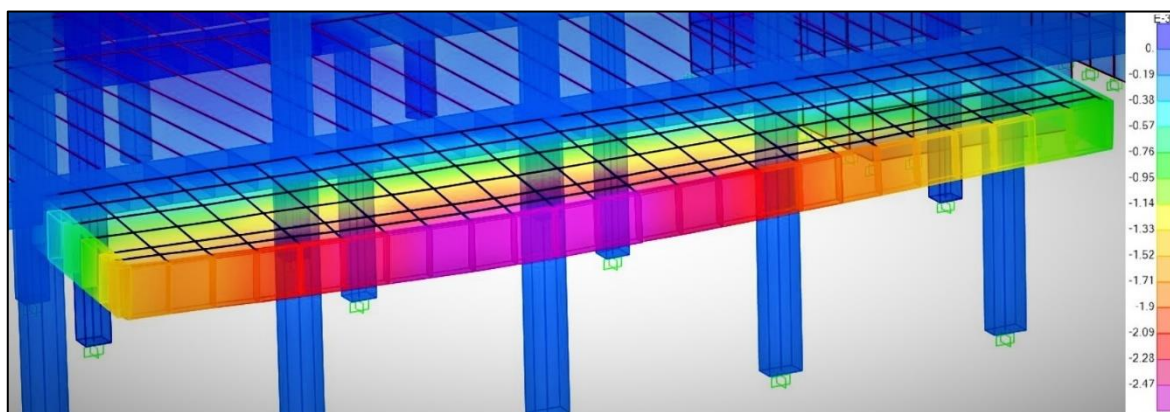


Figura 5.43: Freccia relativa al carico massimo di prova di 40,7 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta a sbalzo in calcestruzzo armato parzializzata (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 2,47 mm), senza aver considerato la presenza del parapetto

Ugualmente, si riportano in figura 5.44 e 5.45, i risultati ottenuti dalla modellazione con il parapetto.

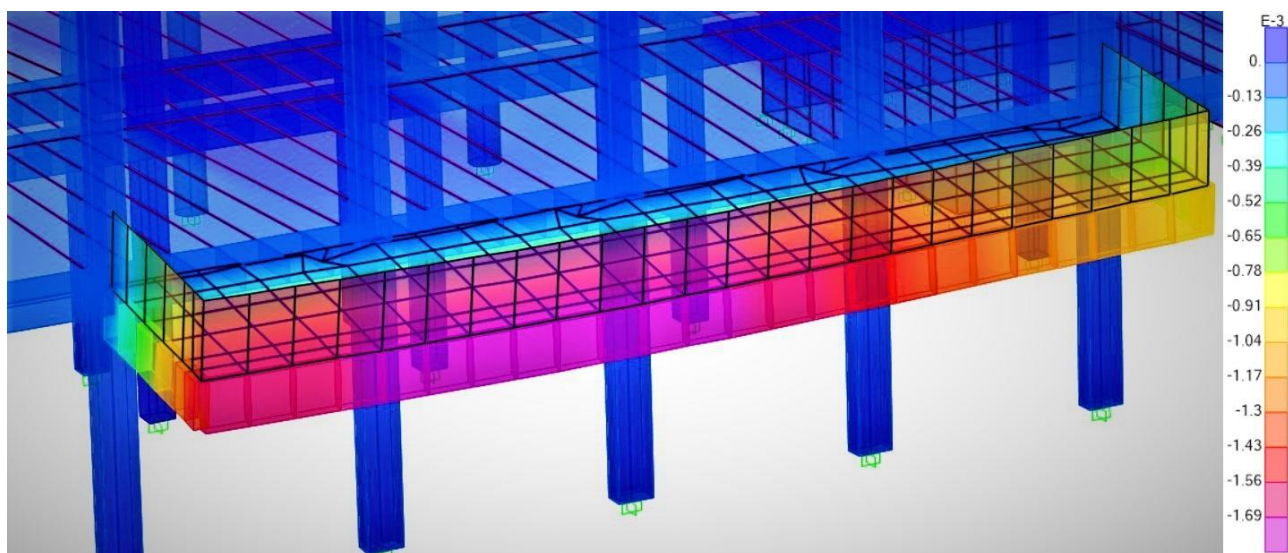


Figura 5.44: Freccia relativa al carico massimo di prova di 40,7 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta a sbalzo in calcestruzzo armato interamente resistente (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 1,69 mm), considerata la presenza del parapetto

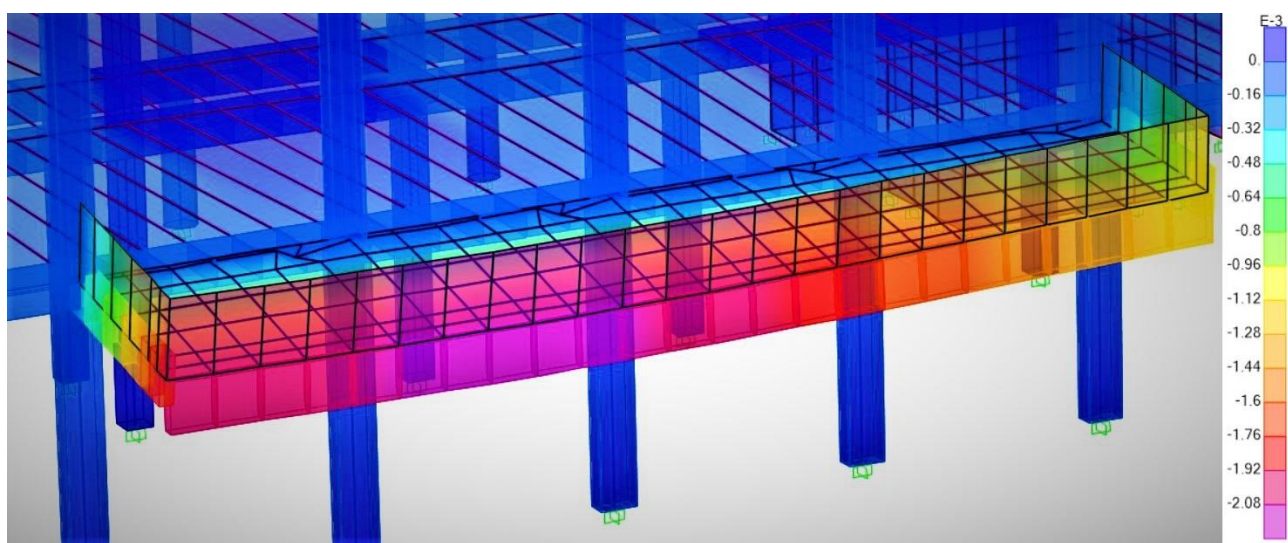


Figura 5.45: Freccia relativa al carico massimo di prova di 40,7 kN, ricavata attraverso il modello di SAP2000, considerata la sezione della soletta a sbalzo in calcestruzzo armato parzializzata (si ottiene una freccia massima in mezzeria della campata di 2,08 mm), considerata la presenza del parapetto

Dall'analisi effettuata si ottengono delle frecce che sono in linea con quelle ottenute durante l'esecuzione della prova e, similmente, con quelle calcolate per via teorica. Infatti si ottengono i seguenti risultati:

- $f_{no-parapetto}^I = 2,21 \text{ mm}$
- $f_{no-parapetto}^{II} = 2,47 \text{ mm}$
- $f_{parapetto}^I = 1,69 \text{ mm}$
- $f_{parapetto}^{II} = 2,08 \text{ mm}$

Utilizzando il valore di $\zeta = 0,7324$, definito al paragrafo 5.2.4.2, si ottiene un valore della freccia pari a:

$$f_{no-parapetto} = \zeta f_{II} + (1 - \zeta)f_I = 2,40 \text{ mm}$$

$$f_{parapetto} = \zeta f_{II} + (1 - \zeta)f_I = 1,97 \text{ mm}$$

Come desumibile dai risultati delle frecce, considerando o meno la presenza del parapetto, si ha un incremento o decremento, in questo caso, di circa il 25% della freccia massima ottenibile. È pertanto importante, almeno in questi studi locali, inserire nella modellazione anche gli elementi secondari, come in questo caso lo è il parapetto in calcestruzzo.

Infine, si propone la tabella 5.20, in cui vengono confrontati tutti i valori di freccia riscontrati, per via sperimentale, per via teorica e attraverso la modellazione (in cui si considera il caso più vicino alla realtà, ossia quello con la presenza del parapetto).

Tabella 5.20: Confronto tra i valori massimi di freccia ottenuti per via teorica, dalla modellazione e per via sperimentale

FRECCIA MASSIMA	TEORICA	DA MODELLAZIONE	SPERIMENTALE
f^I [mm]	1,47	1,69	-
f^{II} [mm]	2,65	2,08	-
f_{TOT} [mm]	2,33	1,97	1,84

Dalla tabella 5.20, si può vedere come il comportamento della struttura reale si possa approssimare in diverse maniere, ottenendo dei valori sempre confrontabili anche se leggermente differenti, in quanto la struttura reale avrà un comportamento nell'insieme che sarà sempre approssimato nell'elaborazione di calcoli numerici effettuati sia dall'uomo che dal programma. In ogni caso, si può notare, che attraverso una modellazione accurata ci si può avvicinare di molto al valore reale della freccia ottenibile durante l'esecuzione di una prova di carico; difficilmente, invece, si riesce ad ottenere un riscontro perfetto tra i dati sperimentali e la modellazione.

5.3 Conclusioni

In base alle prove sperimentali condotte si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. Si noterà sempre una discrepanza tra i risultati ottenuti sperimentalmente (mediante le prove di carico) e i risultati ottenuti teoricamente (tramite opportune relazioni o modellazione). Questo è dovuto ad una serie di semplificazioni adottate dal modello teorico adottato per simulare il comportamento di un materiale complesso e composito come il calcestruzzo armato. Pertanto le incertezze riguardanti il comportamento reale di una struttura possono essere dovute a:
 - Incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali, che dipendono da molti fattori: ad esempio, se si eseguono delle misure di resistenza di campioni di uno stesso materiale, come la resistenza delle barre di acciaio provenienti da uno stesso lotto, si ottengono risultati diversi per ogni campione; la dispersione dei risultati può essere piccola, come accade per l'acciaio, o molto più grande, come nel caso del calcestruzzo, ma è tuttavia sempre presente (come visto al capitolo 4). La dispersione dei dati relativi all'acciaio può essere misurata direttamente e ridotta aumentando i controlli; per il calcestruzzo questo è impossibile poiché al momento del progetto il materiale ancora non esiste e le sue proprietà non possono essere misurate; pertanto la resistenza del calcestruzzo, oltre che dispersa, è incerta, cioè il suo valore non può essere a priori misurato, ma deve essere previsto sulla base di conoscenze indirette e soggettive, per esempio sull'affidabilità del processo di produzione; i controlli saranno possibili solo a posteriori, su campioni prelevati dai getti, peraltro non del tutto identici al materiale impiegato nella struttura, a causa delle

differenze nelle condizioni di maturazione; le aleatorietà relative al comportamento della struttura non dipendono però solo dalle dispersioni e dalle incertezze circa il comportamento dei materiali, anzi in certi casi, queste non sono la maggior fonte di indeterminazione;

- Imprecisione del modello utilizzato per descrivere il comportamento della struttura: questi modelli possono essere grossolani o raffinati, ma in ogni caso, sono in grado di cogliere solo in modo approssimato l'effettivo comportamento della struttura reale, pertanto i risultati delle analisi sono sempre affetti da errori la cui entità può solo essere quantificata in modo probabilistico. La definizione dello stato limite, sia di esercizio sia di collasso, è poi sempre convenzionale in quanto o non esiste una soglia rigida che separa il buon funzionamento da quello cattivo o non è realmente possibile individuare attraverso l'analisi un fenomeno complesso ed incerto come il collasso;
- l'errore grossolano, elemento non particolarmente indagato in questa trattazione, ma comunque sempre importante e presente: errori di questo tipo si possono verificare in tutte le fasi del processo di progettazione (per esempio: utilizzo di un modello completamente erroneo del comportamento strutturale, un errore di calcolo che modifica di un ordine di grandezza il valore di un parametro importante, errori nella rappresentazione dei disegni esecutivi) o nella fase di esecuzione dell'opera.

Pertanto, le imprecisioni e le incertezze relative al modello strutturale si possono riferire ad ogni "livello" di modellazione (modello dei materiali, modello delle azioni, modello dell'elemento strutturale e modello di comportamento), oltre che dall'interpretazione dei risultati.

2. È fondamentale, in questo caso particolare, definire un modello teorico di comportamento di una trave inflessa per la determinazione della sua deformazione (o della sua freccia). È noto che una trave inflessa in calcestruzzo armato è soggetta a fessurazione: la fessurazione, tuttavia, è un fenomeno discreto; tra le fessure rimangono blocchi di calcestruzzo integro e pertanto la reale rigidezza della trave, oltre a variare con la sollecitazione, varia rapidamente da un punto all'altro, assumendo il minimo in corrispondenza delle fessure ed il massimo in corrispondenza dei conci integri della trave. La rigidezza "media" dell'elemento risulta compresa tra quella della sezione integra e quella fessurata, avvicinandosi a quest'ultima nelle zone di elevata sollecitazione flessionale. La valutazione accurata della deformabilità di una trave in cemento armato richiede pertanto l'analisi di fenomeni complessi (come l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, la discretizzazione della sezione e la rapida variazione di rigidezza per elementi contigui della trave) ed è difficile da ottenere, anche con modelli numerici raffinati.

Per valutare questo fenomeno, nella trattazione, è stato presentato il modello semplificato proposto al *capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2*, che assume la deformazione finale di un elemento inflesso, sulla base di una combinazione delle deformazioni assunte dall'elemento, nel caso di sezione completamente resistente e sezione parzializzata, in funzione del suo "stato fessurativo", caratterizzato attraverso il coefficiente di distribuzione ζ , che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione. Questo coefficiente, appunto, è utilizzato per descrivere l'azione di irrigidimento che il calcestruzzo teso (integro), compreso fra due fessure contigue, esplica sulle barre di armatura in una struttura in calcestruzzo armato inflessa o tesa; l'effetto irrigidente fa sì che la deformazione media dell'acciaio d'armatura ϵ_{sm} , compreso fra due fessure, sia inferiore a quella che si otterrebbe nell'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione; In realtà, infatti, fra due fessure contigue c'è il

calcestruzzo integro, pertanto, l'aderenza acciaio-calcestruzzo determina il trasferimento di sforzi dall'armatura al conglomerato teso con diminuzione della deformazione media dell'acciaio.

3. Abbiamo visto che per analizzare, in modo più accurato, il comportamento reale di una struttura risulta fondamentale l'elaborazione di un modello agli elementi finiti, utilizzando un software di progettazione strutturale, come ad esempio SAP2000. Infatti, combinando i risultati ottenuti dalla modellazione attraverso SAP2000 con il modello matematico di comportamento di una trave inflessa proposto al *capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2*, si è visto che i risultati ottenuti si avvicinano molto ai risultati reali ottenuti sperimentalmente.

A volte l'elaborazione del modello F.E.M. è molto semplice e banale, come nei casi studiati relativi alle solette piene in calcestruzzo armato, in cui la modellazione si basava sull'utilizzo corretto di elementi semplici già definiti all'interno del software e sulla affidabilità generale del modello strutturale utilizzato; unico accorgimento da non dimenticare è che i comuni software di calcolo strutturale elaborano i risultati relativi alle deformazioni di elementi strutturali in calcestruzzo armato in funzione di elementi a sezione piena completamente resistente; per valutare, pertanto, gli effetti della parzializzazione della sezione, è necessaria la realizzazione di due modelli geometricamente identici, i cui risultati andranno in seguito opportunamente combinati utilizzando il modello proposto dall'Eurocodice: uno che riporta l'effettiva sezione dell'elemento strutturale, ed un secondo in cui si definisce la sezione in funzione della rigidità offerta dall'elemento nel caso di parzializzazione della sezione.

Altre volte l'elaborazione del modello F.E.M. non è così semplice, come nel caso indagato relativo alla deformazione di un solaio in laterocemento: infatti la maggior parte dei software per il calcolo strutturale, a meno che non si tratti di software particolari e dedicati a quel tipo di calcolo, considerano l'elemento "solaio in laterocemento" semplicemente come un carico permanente da distribuire sulle travi su cui è ordito. Pertanto, per lo studio del comportamento di questi elementi, sono necessari modelli complessi realizzati "ad hoc", che si possono realizzare solo nel caso in cui si voglia studiare il comportamento di un particolare elemento di una struttura molto più complessa: risulta impensabile, infatti, la modellazione di ogni solaio in laterocemento sull'intera struttura come è stato definito nel capitolo 5.2.3.3. Infatti, questo tipo di modellazione prevedeva una serie di elementi così definiti:

- Travetti a T, in calcestruzzo armato;
 - Elementi scatolari in laterizio, a simulare l'effetto irrigidente fornito dalle pignatte;
 - Cordolo rompitratta, in direzione trasversale, in calcestruzzo armato;
 - Elementi in calcestruzzo armato, in direzione trasversale, a simulare la collaborazione della soletta.
4. Infine, dal caso studiato relativo alla prova di carico eseguita sulla soletta piena in calcestruzzo armato a sbalzo, è emersa un'ultima importante considerazione. La presenza di un elemento di secondaria importanza dal punto di vista strutturale, come il parapetto in calcestruzzo armato, irrigidisce di un certo grado la struttura; nel caso in cui, infatti, non si consideri il contributo irrigidente di questo elemento, si avrebbero dei risultati che si discostano del 25% dal caso in cui si consideri la presenza dello stesso. Risulta pertanto importante, nello studio del comportamento locale di elementi, inserire anche elementi secondari che potrebbero fornire un certo contributo dal punto di vista strutturale, elementi che spesso, magari, vengono trascurati o dimenticati, perché non inficiano nel comportamento globale del manufatto.

6 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI EDIFICI IN C.A.

Le indagini in campo dinamico hanno assunto una crescente importanza sia a causa della maggiore sensibilità sociale a fronte dei fenomeni vibratori che producono danni agli edifici o disturbo all'uomo, sia come strumento di indagine sperimentale atto a conoscere il comportamento strutturale di un edificio.

Si parla di "vibrazioni" quando ci si riferisce allo studio dei danni sugli edifici o di disturbo sull'uomo, invece di "rilievi dinamici" quando lo scopo è la ricerca sperimentale del comportamento strutturale.

Le vibrazioni hanno molte origini, tra le più frequenti e dannose sono quelle indotte dal traffico in quanto investono, con sempre maggiore intensità, le costruzioni, in particolar modo gli edifici antichi e monumentali. Anche le industrie, attraverso l'uso di macchine in movimento, da taglio, pompe, etc., sono una fonte di vibrazioni che spesso si scaricano su edifici limitrofi ad uso civile o colpiscono l'uomo che opera nelle strette vicinanze. Un'ulteriore fonte di vibrazione sono i cantieri edili stessi, in particolare quando sono previste opere di palificazione o l'uso di cariche esplosive.

I rilievi dinamici rappresentano, invece, la parte nobile delle vibrazioni, in quanto dai rilievi si potrà confrontare il comportamento sperimentale con quello teorico, permettendo la ricerca o l'affinamento di alcuni parametri meccanici o fisici e non ultimo la possibilità di usare queste rilevazioni come elementi di calibrazione dei modelli numerici o come strumento di monitoraggio.

Le attrezzature impiegate per la misura delle vibrazioni ed i rilievi dinamici sono sostanzialmente analoghe e differiscono dal tipo di sensore utilizzato; le più comuni possono essere: terna di geofoni con acquisitore a batteria; terna di sensori capacitivi con acquisitore a batteria; unità di acquisizione accelerometrica; unità di acquisizione accelerometrica-geofonica Microsismic.

Ovviamente la parte trattata in questo capitolo riguarda proprio i cosiddetti "rilievi dinamici" che ci permetteranno di effettuare alcune considerazioni sul comportamento strutturale dinamico del manufatto edilizio considerato. [1]

6.1 Approcci possibili per la valutazione del comportamento dinamico

Le analisi e le valutazioni del comportamento delle strutture con l'impiego di metodi dinamici possono essere effettuate secondo due approcci.

Il primo consiste nella elaborazione di dati rilevati da strumentazione di controllo in risposta a disturbi dinamici presenti sulla struttura, di carattere continuativo, come il traffico stradale o ferroviario, oppure saltuario, come le attività di cantieri attigui o impieghi gravosi sporadici.

Il secondo approccio prevede di sottoporre la struttura ad una eccitazione dinamica forzata di bassa intensità, registrandone la risposta in termini di spostamenti, velocità e accelerazioni. Per tale scopo vengono installati, a seconda del caso, idonei vibratori meccanici o idraulici (vibroline), vibratori elettrodinamici oppure eccitatori elettroidraulici (attuatori).

Le analisi del primo tipo sono finalizzate alla valutazione del rischio connesso con la presenza di condizioni di carico dinamiche sulla struttura, vale a dire all'individuazione del grado di pericolosità in funzione dell'intensità, del contenuto in frequenza e della ripetibilità del disturbo e/o del carico dinamico. Se la strumentazione di controllo è installata permanentemente, si realizza una rete di monitoraggio.

Le analisi del secondo tipo identificano il comportamento della struttura, descrivendolo per mezzo di opportuni parametri dinamici, quali le funzioni spettrali di trasferimento, le frequenze proprie, le forme dei modi di vibrare e le capacità di dissipazione dell'energia.

La caratterizzazione così ottenuta consente di calcolare la risposta strutturale a fronte di qualsiasi azione dinamica di caratteristiche note, per esempio un sisma o il carico dinamico indotto da una macchina o impianto. Inoltre, l'esame dei dati forniti dalla sperimentazione dinamica, accoppiata alla modellazione numerica, consente di formulare un giudizio di integrità strutturale, quantificando l'eventuale degrado in atto.

La risposta della struttura in campo dinamico può essere caratterizzata attraverso:

- Vibrazioni forzate artificiali;
- Vibrazioni forzate ambientali;
- Oscillazioni libere.

Le tecniche di processamento dei dati si differenziano da caso a caso, e in generale si sviluppano secondo due distinte modalità:

- Analisi dei dati nel dominio delle frequenze;
- Analisi dei dati nel dominio del tempo.

6.2 Tromografia: studio del rumore sismico ambientale

Per ricavare i rilievi dinamici utili alla definizione dinamica di un manufatto, si fa generalmente uso dei microtremori generati dall'ambiente circostante.

La tromografia (dal greco *τρόμος* = tremore) è una branca della sismologia che studia proprio i microtremori derivati dal rumore sismico ambientale. [16]

È chiamato micro-tremore perché le oscillazioni sono molto piccole, rispetto a quelle dei terremoti. Le frequenze oggetto di studio sono comprese tra 0,1 e 20 Hz. I rumori sismici ambientali sulla Terra possono essere vari: dovuti al vento, alle onde del mare o dell'oceano, ma anche ai macchinari o ai veicoli. Le seconde sono facilmente individuabili alle alte frequenze.

Le tecniche di sismica passiva sono basate sulla misura e l'analisi delle vibrazioni del terreno indotte da sorgenti non controllate. In particolare, l'*ambient vibration sismology* è basata sullo studio del cosiddetto "rumore sismico ambientale" (ambient vibrations). Il termine "rumore" è mutuato dalla sismologia nella quale costituiva un elemento di disturbo rispetto al "segnale" costituito dai cosiddetti "eventi sismici" o terremoti di origine tettonica. [17]

Ci si aspetta che le vibrazioni ambientali dipendano:

- dalla forma e dalla distribuzione delle sorgenti;
- dal rapporto esistente fra le sorgenti;
- dalle modalità di propagazione dell'energia dalle sorgenti e quindi dalle caratteristiche del sottosuolo.

Quest'ultimo punto è del massimo interesse. Infatti se è possibile stabilire delle relazioni fra la forma dello spettro medio e la struttura del sottosuolo, allora è possibile utilizzare il campo di rumore ambientale per la caratterizzazione dinamica in posto (*nel dominio delle piccole deformazioni*).

Le vibrazioni ambientali sono costituite da piccole vibrazioni del terreno (spostamenti dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-3} cm, in un intervallo di frequenze molto al di sotto della soglia di percezione umana) che è possibile osservare sperimentalmente in qualunque punto della Terra.

Viene di volta in volta anche designato con i termini di rumore sismico (*seismic noise*), microtremore (*microtremor*), microsismi (*microseisms*), rumore ambientale (*ambient vibrations*).

Questo tipo di fenomeno è stato indagato sin dai primordi della sismologia strumentale ma negli ultimi anni c'è stata un progressivo interesse dei sismologi e degli ingegneri in vista delle sue potenziali applicazioni per la caratterizzazione dinamica del sottosuolo e delle strutture edilizie.

Quando sono misurate, le vibrazioni ambientali mostrano un andamento molto irregolare ed esibiscono quindi una natura *essenzialmente stocastica*.

Questo implica che lo studio di questo tipo di fenomeno richiede un approccio sostanzialmente diverso da quello tipico della sismica, molto legato ad una visione "deterministica" del fenomeno: l'attenzione si sposta dallo studio delle singole fasi sismiche a quello delle proprietà medie del segnale.

Le vibrazioni ambientali sono ubiquie, ciò significa che dal punto di vista spettrale le proprietà medie sono indipendenti dalla posizione. Ad esempio se consideriamo solo siti posti su roccia e lontano da centri urbani o siti industriali, le proprietà spettrali medie delle vibrazioni ambientali mostrano una forma largamente indipendente dalla posizione. Quando ci si sposta, però, vicino ad aree urbane e su sedimenti, la situazione cambia; ciò è dovuto alla forte presenza di rumore di natura antropica che più tardi analizzeremo. Alla scala dei minuti le ampiezze rimangono circa costanti (in media) ma cambiano a distanza di ore o giorni. L'ampiezza delle vibrazioni ha un carattere casuale e segue una distribuzione Normale con proprietà persistenti nel tempo almeno alla scala della decina di minuti.

A titolo esemplificativo vengono riportate in figura 6.1 varie tipologie misurate in tempi e posizioni differenti nella città di Bucarest. Salvo nel caso 5, tutte mostrano un carattere con buona approssimazione gaussiano.

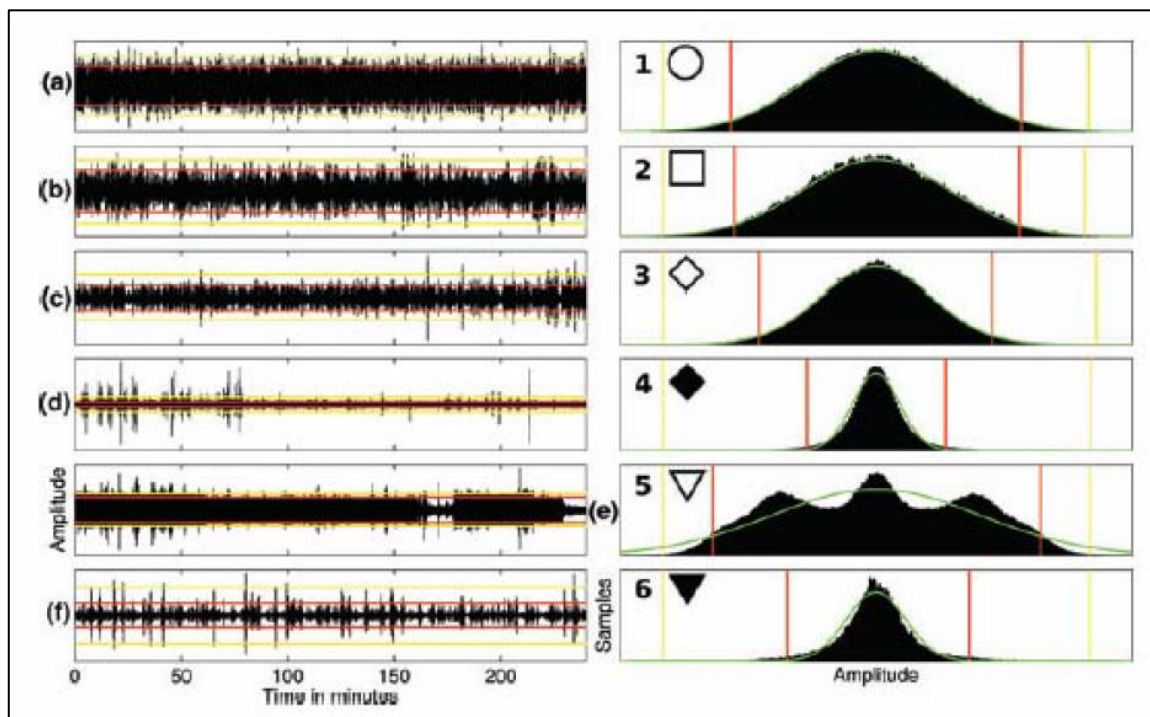


Figura 6.1: distribuzioni di frequenze di vibrazione rilevate nella città di Budapest in 5 punti differenti..

Esaminando ancora la componente verticale ed orizzontale di rumore ambientale possiamo trarre altre conclusioni. Si evidenziano comportamenti differenti fra le basse ($<1\text{Hz}$) e le altre frequenze ($>1\text{Hz}$), differenze tra componenti orizzontali e verticali del moto e fra due siti distinti.

Nell'esempio in figura 6.2 possiamo valutare le differenze in due stazioni distinte nella stessa area urbana (una su roccia MIS e una su sedimenti UKD) misuranti il rumore ambientale di giorno e di notte.

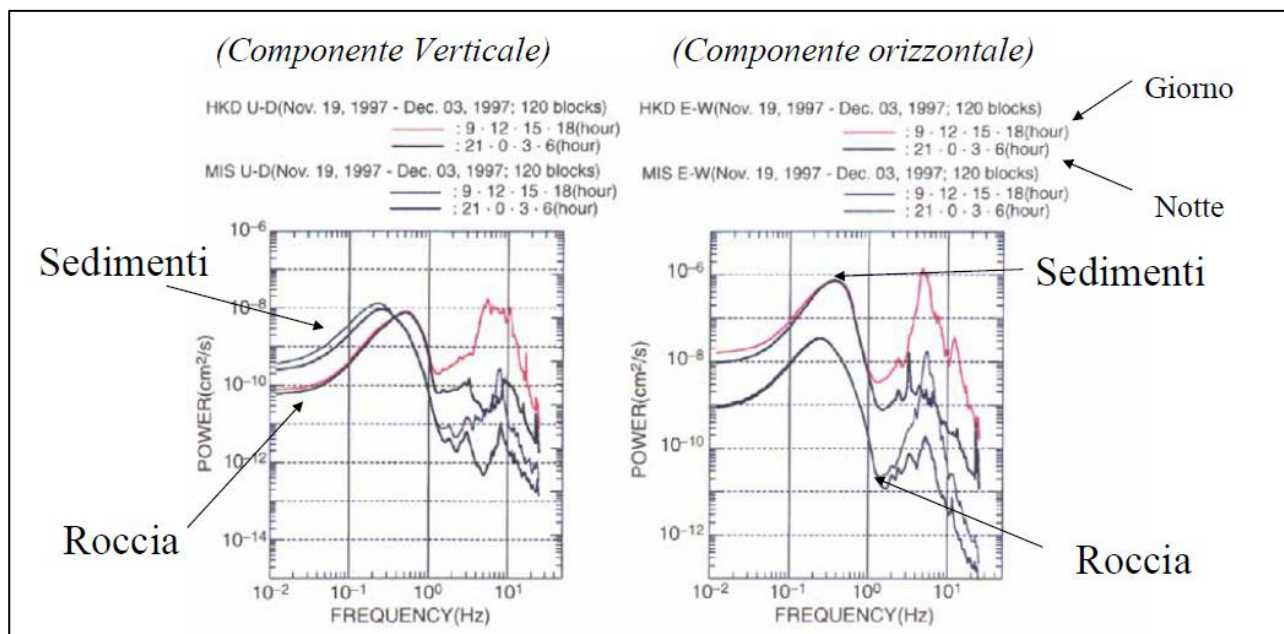


Figura 6.2: Componente verticale nella parte sinistra, componente orizzontale a destra. MIS: stazione su roccia; UKD: stazione su sedimenti.

Si osservano variazioni giorno/notte solo per frequenze superiori a 1Hz in entrambe le stazioni: sono quindi frutto di *attività antropica*.

Le frequenze più basse rimangono costanti nel corso della giornata alle due stazioni: sono frutti di *fenomeni naturali di lunga durata*.

Le due stazioni mostrano forme spettrali differenti. In particolare, le componenti orizzontali e verticali mostrano ampiezze differenti fra le due stazioni. Esistono dunque differenze che dipendono dalla stratigrafia del terreno.

Bard, all'interno del progetto *SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations)*, ha analizzato il materiale pubblicato riguardo al rumore sismico ambientale, ed è arrivato alle seguenti caratterizzazioni:

- Bassa frequenza ($<0,5\text{ Hz}$) – “microsisma”. È di origine essenzialmente naturale con sorgenti di grandi dimensioni spaziali (onde oceaniche, grandi perturbazioni atmosferiche, ecc.); ha un carattere stazionario (ovvero le sue proprietà statistiche non cambiano nel tempo) alla scala delle ore e dei giorni.
- Frequenza intermedia ($0,5 < \text{Hz} < 1$). A seconda delle caratteristiche del sottosuolo, sia sorgenti naturali che antropiche possono condizionare le vibrazioni ambientali, con un livello di stazionarietà variabile da caso a caso.
- Alta frequenza ($>1\text{ Hz}$) – “microtremore”. È di origine essenzialmente antropica (traffico veicolare e pedonale, attività industriale, ecc.) e talvolta naturale ma a scala locale (vento sugli edifici e le piante, ecc.).

I rumori sismici ambientali sulla Terra possono essere vari: dovuti al vento, alle onde del mare o dell'oceano, ma anche ai macchinari o ai veicoli. Le seconde sono facilmente individuabili alle alte frequenze.

Gutenberg è stato il primo a stabilire una classificazione di questo tipo differenziando le sorgenti per gamma di frequenza. Qualche anno più tardi Asten e Henstridge arrivarono a conclusioni simili (tabella 6.1).

Tabella 6.1: Frequenze tipiche dei fenomeni ambientali secondo Gutenberg e Asten-Henstridge

SORGENTI	Frequenza [Hz]	
	Gutenberg	Asten-Henstridge
Onde oceaniche sulle coste	0,05 – 0,1	0,05 – 1,2
Perturbazioni meteorologiche a grande scala	0,1 – 0,25	0,16 – 0,5
Cicloni oceanici	0,3 – 0,1	0,5 – 3
Condizioni meteorologiche locali	1,4 – 5	-
Tremori vulcanici	2 – 10	-
Attività antropica	1 – 100	1,4 – 30

La natura del rumore sismico ambientale, ovvero la composizione del campo d'onda che lo compone, risulta piuttosto complessa ed ancora non definita. Fondamentalmente vengono studiati tre assi di ricerca:

- il rapporto tra le onde di volume e le onde superficiali;
- il rapporto tra le onde di Rayleigh e le onde di Love;
- il rapporto tra il modo fondamentale delle onde di Rayleigh e i modi superiori.

I metodi che si basano sull'acquisizione di microtremori si dicono passivi quando sono basati sulla misura e sull'analisi delle vibrazioni del terreno indotte da sorgenti non controllate e attivi, in caso contrario.

La sismica passiva è efficace nel caso in cui si vogliano avere subitanee informazioni del substrato sismico di un terreno, come ad esempio le frequenze principali di risonanza, ma da questa non si evincono dati esatti riguardo alla rifrazione e non sostituisce la prova di down-hole. La tecnica a "stazione singola" *HVSR* (o *H/V*) ovvero *Horizontal to Vertical Spectral Ratios* o analisi dei rapporti spettrali, è un esempio di sismica passiva. In questa tecnica, viene valutato il rapporto di ampiezza fra le componenti orizzontali e verticali del moto. Esso mette in luce le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato per risonanza, ma l'ampiezza di un picco H/V, pur essendo legata all'entità del contrasto, non è correlabile all'amplificazione sismica.

In definitiva, la tecnica HVSR permette di individuare:

- frequenze di risonanza di un sito,
- frequenze di risonanza di un edificio/struttura,
- microzonazione sismica, tramite le frequenze di picco osservate,
- stima (non valore reale) del parametro V_{s30} .

6.2.1 L'analisi HVSR per la valutazione del comportamento dinamico

L'obiettivo è quello di "rilevare" il comportamento dinamico di una struttura come effetto dello scuotimento indotto da rumore sismico o microtremore ambientale, il cui meccanismo atteso è quello del trasferimento di energia dal suolo al manufatto attraverso le fondazioni, al fine di una possibile valutazione dello stato di danno e della risposta sismica del manufatto. Risulta evidente che lo strumento più adatto nella diagnosi del danno strutturale è costituito dal confronto tra un modello numerico e la struttura reale e nella ricerca delle eventuali discrepanze. La procedura consiste nella ricerca dei valori assunti da rigidità, masse, vincoli della struttura che consentono di soddisfare al meglio il confronto tra la risposta del modello e la risposta sperimentale. Poiché il livello delle forze utilizzate nella fase di sperimentazione sulle strutture è, di solito, modesto e tale da non attivare il comportamento non lineare del materiale, i problemi vengono affrontati di regola con approcci lineari. Data la dimensione geometrica rilevante delle strutture da esaminare, non sempre è possibile o consigliabile utilizzare sollecitazioni di tipo statico, e a queste vengono preferite prove di tipo dinamico. Il problema viene solitamente affrontato secondo uno sviluppo lineare che va dalla definizione del moto sismico al suolo (parte sismologica) alla stima della risposta del manufatto sottoposto alla sollecitazione (parte ingegneristica). [18]

Il modello elementare è quello di un oscillatore più o meno complesso sollecitato alla sua base da uno scuotimento di andamento noto (figura 6.3). A partire da informazioni sulle caratteristiche geometrico-strutturali del manufatto è possibile valutare le sollecitazioni cui le varie parti della struttura sono sottoposte.

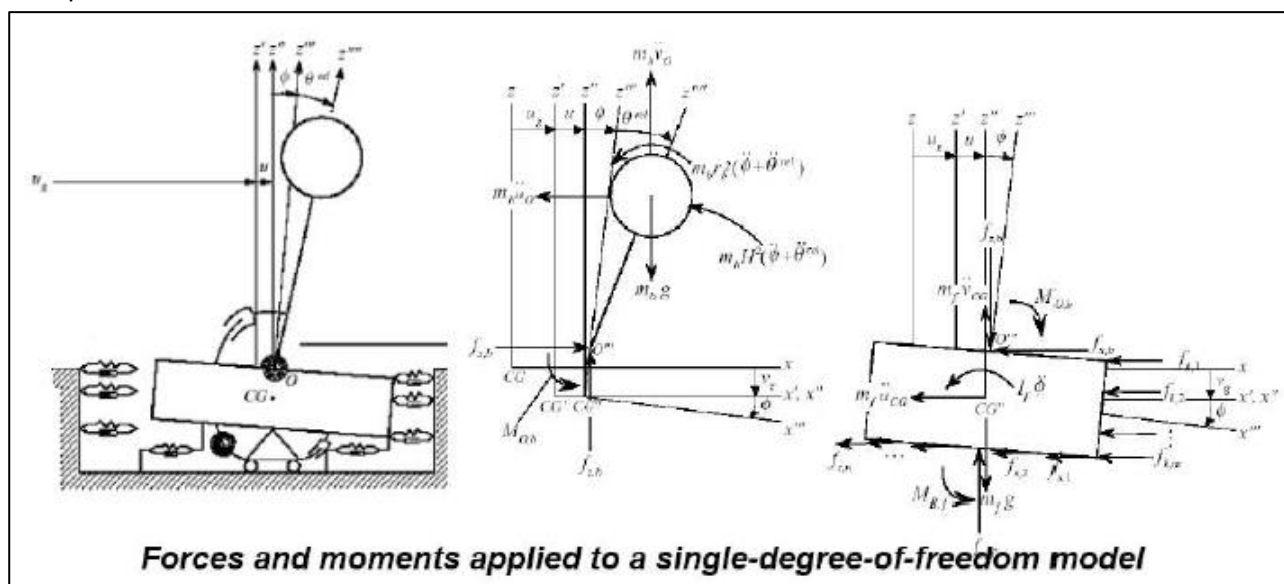


Figura 6.3: La risposta ad azioni dinamiche di una struttura viene stimata mediante modelli matematici, le operazioni di “identificazione parametrica” necessitano di un modello numerico che rappresenti un buon compromesso tra realismo e semplicità e di dati sperimentali sulla risposta a condizioni di carico note. L’operazione di minimizzazione della discrepanza tra valori misurati e valori calcolati può essere realizzata direttamente utilizzando un modello ad elementi finiti

In realtà, il problema dinamico è più complesso: esiste infatti un problema di interazione suolo-struttura, in qualche misura dipendente dalle caratteristiche del terreno e delle fondazioni. Il terreno infatti partecipa al moto della struttura; inoltre, il manufatto, una volta messo in movimento trasmette al terreno energia condizionando i fenomeni di dissipazione. Infine, in ambienti urbani fortemente stratificati come i centri storici, i singoli manufatti possono interagire dinamicamente fra loro condizionando l'effetto complessivo dell'azione dinamica di tipo sismico indotta.

In particolare, la stima della vulnerabilità sismica va affrontata con un approccio integrato, in modo da tener conto del complesso delle interazioni dinamiche presenti nello specifico contesto. Una caratterizzazione dinamica completa del sistema richiede quindi la definizione:

- del moto sismico di riferimento nell'intero campo di frequenze rilevanti per la struttura;
- della situazione morfologica e stratigrafica alla scala di interesse;
- del comportamento dinamico dei terreni di fondazione nell'intervallo di deformazione atteso;
- della risposta dinamica della struttura nell'intervallo di deformazione atteso;
- del complesso delle interazioni suolo/struttura.

Da un lato, una completa caratterizzazione dinamica ed una puntuale determinazione di vulnerabilità richiedono una estrema ricchezza di informazioni riguardanti sia le strutture che i terreni che li ospitano (oltre che del terremoto atteso). Dall'altro, esiste una forte richiesta di tecniche utilizzabili estensivamente su numeri assai rilevanti di manufatti, al fine di garantire una politica di prevenzione consapevole ed efficace. La risposta a questo genere di esigenza va cercata nella messa a punto di tecniche di indagine a basso costo, capaci di fornire risultati adeguati anche se non esaustivi, utili almeno ad individuare le situazioni più critiche sulle quali indirizzare gli interventi più urgenti.

Il modello proposto per la valutazione speditiva delle caratteristiche dinamiche degli edifici storici, ed in particolar modo per edifici alti, si basa sul rilievo diretto di misure asincrone a stazione singola e sulla determinazione congiunta delle proprietà del suolo di fondazione e della struttura separando gli effetti delle une e delle altre mediante l'impiego di tromografo digitale tridirezionale del tipo TROMINO-Micromed.

Per bassi livelli di deformazione si può assumere per il suolo e per la struttura un comportamento di tipo lineare, considerando le ampiezze spettrali $U(\omega)$ del moto della struttura espresse dalla forma:

$$U(\omega) \cong F(\omega) R(\omega) \quad [6.1]$$

dove F è una sollecitazione che proviene dalle fondazioni e R è la funzione di risposta della struttura che dipende dalle sue proprietà meccaniche. Misurando separatamente U e F è quindi possibile risalire alla forma di R semplicemente calcolando i rapporti spettrali U/F (Metodo SSR ovvero dello Standard Spectral Ratio). La cosa è persino ovvia se la forzante è nota (es. VIBRODINA), ma lo è meno quando viene considerato come forzante il moto naturale del suolo (tremore sismico ambientale) generato da sorgenti antropiche (traffico veicolare, attività industriale) o naturale (vento, onde marine, ecc.). La molteplicità delle possibili sorgenti di rumore sismico, presenti ovunque sulla superficie terrestre (onde oceaniche, vento ecc.), e dall'attività antropica, suggerisce di considerare questo campo di natura essenzialmente stocastica.

Questa forma di stazionarietà del segnale si riflette nella forma spettrale; se le proprietà spettrali del rumore medie sono le stesse se misurate a distanza di poche decine di minuti, allora è possibile misurare sia la funzione di risposta R che la forzante F con lo stesso unico strumento. Basta infatti ripetere la misura del rumore ambientale nelle tre componenti del moto sulla struttura e sul terreno libero (free field) e valutare R a partire dai rapporti degli spettri ottenuti. Tuttavia si osserva che i rapporti fra le componenti spettrali medie del rumore ambientale relative alle componenti orizzontali e verticali del moto (HVS - Horizontal to Vertical Spectral Ratio) dipende in larga parte solo dalla struttura del sottosuolo.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per ottenere l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale

(Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoshi e Igarashi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

In particolare, si vede che, almeno in prima approssimazione, i massimi significativi della funzione H/V identificano la presenza di possibili fenomeni di risonanza per le onde S del corpo sedimentario e permettono di identificare le frequenze di vibrazione interessate. Il periodo fondamentale di risonanza del sedimento dipende dallo spessore H del sedimento e dalla velocità "media" v_s delle onde S nel sedimento:

$$v_1 = \frac{v_s}{4H} \quad [6.2]$$

La qualità di queste stime delle frequenze di risonanza del suolo è supportata da numerose evidenze sperimentali, anche se non esiste un'interpretazione fisica del fenomeno largamente condivisa. Allo stesso modo è largamente diffusa l'opinione che la curva HVSR non rappresenti la funzione di risposta del suolo.

I risultati ottenuti con le vibrazioni ambientali sono sovrapponibili a quelli ottenuti con forzante sinusoidale, in termini di frequenze e smorzamenti relativi, almeno fino al modo torsionale a partire dalla terza frequenza flessionale. Gli spettri e le densità spettrali di potenza nel caso di prove con vibrazioni ambientali risultano ben definite ed evidenziano una maggiore amplificazione sul secondo modo nei casi di assenza di vento. I valori dei parametri individuati non risentono, nel caso di eccitazione con vibrazioni ambientali, dei cambiamenti di temperatura e di umidità relativa. I limiti principali risultano essere:

- la precisione della misura dipende dalle ipotesi di stazionarietà del campo di rumore;
- non tutti i modi di vibrazione possono essere identificati;
- trattandosi di sollecitazioni relativamente piccole il comportamento meccanico della struttura è potenzialmente differente da quello che si realizza in presenza di scuotimenti intensi; la struttura non arriva a plasticizzarsi come in presenza di terremoti di media e alta intensità.

Pur tenendo conto di queste limitazioni, in riferimento a quanto disposto da Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30) e quanto disposto dall'O.P.C.M. 3274 al cap.11.5 "Valutazione della sicurezza in edifici in muratura" e più specificatamente a quanto riportato al cap. 4.2 "Livelli di conoscenza e fattori di confidenza" contenuto nella Direttiva P.C.M. del Patrimonio Culturale 12 ottobre 2007 (G.U. n. 24 del 29.01.2008 suppl. ord. n. 25), le indagini dinamiche mediante microtremore ambientale risultano particolarmente utili per la validazione dei modelli numerici di riferimento ed in particolare per 2 scopi principali.

Il primo è la stima del livello di vulnerabilità sismica. Il massimo trasferimento di energia dal suolo alla struttura avviene in corrispondenza delle frequenze di risonanza di questa ultima ed inoltre, in presenza di fenomeni di risonanza del suolo, saranno le frequenze corrispondenti ai modi di vibrazioni propri quelle maggiormente eccitate in caso di terremoto (figura 6.4).

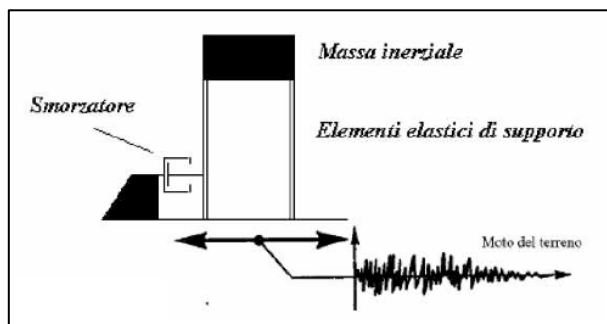


Figura 6.4: La struttura viene immaginata come vincolata ad un suolo di fondazione rigido il cui unico ruolo è quello di fornire una sollecitazione (nota) alla struttura

Confrontando quindi le modalità di vibrazione del suolo e della struttura è quindi possibile individuare le situazioni più pericolose almeno nella fase iniziale del danneggiamento secondo la relazione:

$$D = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{F_e}{F_s}\right)^2\right]^2 + \left[\frac{S \cdot F_e}{F_s}\right]^2}} \quad [6.3]$$

Dove:

- D è l'amplificazione dinamica
- F_s frequenza del suolo
- F_e frequenza dell'edificio
- S smorzamento dell'edificio

Il secondo scopo delle indagini dinamiche mediante microtremore ambientale è il monitoraggio dello stato di conservazione del manufatto. Ci si può aspettare infatti che le variazioni delle proprietà meccaniche della struttura si riflettano sulle frequenze di vibrazione modali. Confrontando quindi le misure di risonanza condotte in tempi diversi (a distanza di mesi o anni per valutare lo stato di conservazione o dopo un eventuale evento potenzialmente dannoso), è possibile rivelare eventuali danneggiamenti non altrimenti identificabili.

6.3 Prova di caratterizzazione dinamica: descrizione e modalità di esecuzione

Lo scopo della caratterizzazione dinamica di un edificio è di individuare sperimentalmente le frequenze libere di vibrazione, le forme modali e gli smorzamenti in condizione libera. La rilevazione di questi parametri, legati a tutte le caratteristiche geometriche, meccaniche e di vincolo della struttura, consente di fornirsi di valori sperimentali riconfrontabili nel tempo. Questa condizione permette una verifica, in tempi lunghi, delle condizioni generali dell'opera particolarmente utile in caso di evento sismico.

I valori rilevati rappresentano un fondamentale supporto per la calibrazione dei modelli numerici, ottenuta facendo corrispondere, attraverso la modifica dei parametri di input (moduli elastici, gradi di vincolo...), forme e frequenze modali tra risultati sperimentali e valori teorici.

La sollecitazione è dovuta al solo micro-tremore di fondo. [1]

Per l'esecuzione di questa misurazione vanno impiegate almeno 8 terne microsismiche contemporaneamente, posizionate nei punti utili alla precisa individuazione delle forme modali. La posizione va individuata in base a una prima valutazione delle forme teoriche predisponendosi nei piani di maggiore deformazione e nei punti di flesso.

In caso di presenza di giunti vanno previste almeno 2 terne aggiuntive per valutare la capacità separatoria del giunto.

La misura va completata con le vibrazioni rilevate al terreno circostante in modo da consentire la depurazione degli effetti antropici.

Condizioni operative

Per l'effettuazione di questa indagine è necessario che all'interno della struttura siano annullate tutte le sollecitazioni derivanti da lavorazioni, funzionamento di macchine, movimento di persone.

Anche la riduzione dei fenomeni antropici è utile alla buona riuscita della rilevazione, per questo vanno preferite le giornate o gli orari utili allo scopo.

Procedura

Posizionare le terne microsismiche nei punti selezionati, scelti in base a un preventivo studio del modello numerico teorico; verificare il loro perfetto appoggio; verificare il loro collegamento radio con la terna master; procedere alla sincronizzazione di tutti gli strumenti; verificare che le condizioni di “silenzio” interno alla struttura siano reali; procedere alla memorizzazione dei dati con uno scansionamento di 128 Hz ed un tempo minimo di 8 minuti; ripetere la misura per almeno 3 volte con tempi di intermezzo di almeno 30 minuti; alla fine delle prove verificare che gli strumenti abbiano realmente acquisito i dati trasferendoli per una prima visualizzazione in un computer.

Eseguire la misurazione al terreno in almeno due punti distinti.

Effettuare la foto della struttura e di tutti i sensori applicati.

Apparecchiatura

Tromografi digitali Microsismic 6S (figura 6.5), costituiti ciascuno da 1 terna accelerometrica e 2 terne geofoniche. Le caratteristiche dei sensori sono: fondo scala accelerometri: ± 3 g nella banda 0.5 Hz-1600 Hz per gli assi X e Y e 0.5 Hz- 550 Hz per l'asse Z; densità di potenza spettrale del rumore è 280 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ rms per gli assi X e Y e 350 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ rms per l'asse Z. Le apparecchiature devono essere collegabili tra loro via radio per consentire la sincronizzazione del segnale.

Tutte le attrezzature indicate devono possedere un certificato di taratura entro un anno dall'esecuzione della prova.

Sicurezza

Tutte le normali dotazioni di sicurezza di cantiere.

Resoconto di prova

Il resoconto di prova deve includere:

- nome degli sperimentatori e dei presenti;
- data e ora della prova;
- caratteristiche tecniche principali della strumentazione utilizzata;
- schema strutturale dell'edificio in esame;
- identificazione delle posizioni degli strumenti e delle direzioni di misura delle terne;
- temperatura ambiente;
- analisi dei dati nel dominio dei tempi e delle frequenze;
- ricostruzione delle forme modali principali in forma tridimensionale;
- valutazione delle percentuali di accelerazioni per le singole direzioni X, Y, Z per ogni forma modale.

Allegare le foto di tutte le posizioni di misura e dell'edificio.

L'operazione va eseguita o diretta da personale qualificato e certificato quale sperimentatore di questa tipologia di indagine.

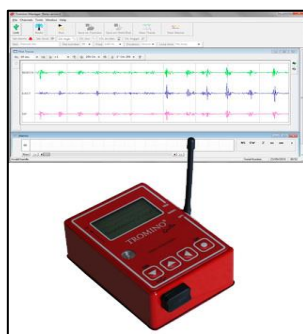


Figura 6.5: Tromografo digitale

6.3.1 Applicazione dell'utilizzo del metodo HVSR con tecnica a stazione singola

Il metodo della stazione singola è piuttosto semplice e richiede un solo operatore. Si tratta infatti di misurare, con un sismometro a tre componenti, le vibrazioni ambientali presenti in un punto e quindi costruire una curva rappresentativa dei rapporti spettrali (H/V) in funzione della frequenza di vibrazione. Gli eventuali massimi saranno indicativi della possibile presenza di fenomeni di risonanza.

Nel caso in esame è stato utilizzato lo strumento TROMINO per la rilevazione delle vibrazioni ed il software Grilla per l'elaborazione dei segnali acquisiti. Viene di seguito discussa la modalità di esecuzione ed elaborazione dei dati passo per passo.

6.3.1.1 Scelta della frequenza di campionamento adeguata

Le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono grossomodo dalla loro altezza. Per edifici standard in calcestruzzo armato relazioni tipiche sono date in figura 6.6. Relativamente al primo modo di vibrare. Si osserva che edifici di un piano hanno frequenze a $10 \div 12$ Hz, nel caso preso in esame (edificio composto di 8 piani fuori terra e di un'altezza totale di 26 metri) ci si aspetta una frequenza di vibrazione circa tra i 2 e i 3 Hz.

Appare opportuno utilizzare dunque sullo strumento un campionamento delle sole frequenze inferiori ai 128 Hz. Si ricorda a tal proposito il teorema di Nyquist secondo il quale la massima frequenza ricostruibile di un segnale è la metà della frequenza di campionamento del segnale stesso. Pertanto se si campiona a 128 Hz, si possono avere informazioni fino a frequenze massime di 64 Hz, se si campiona a 256 Hz, si possono ottenere informazioni fino a frequenze massime di 128 Hz e così via.

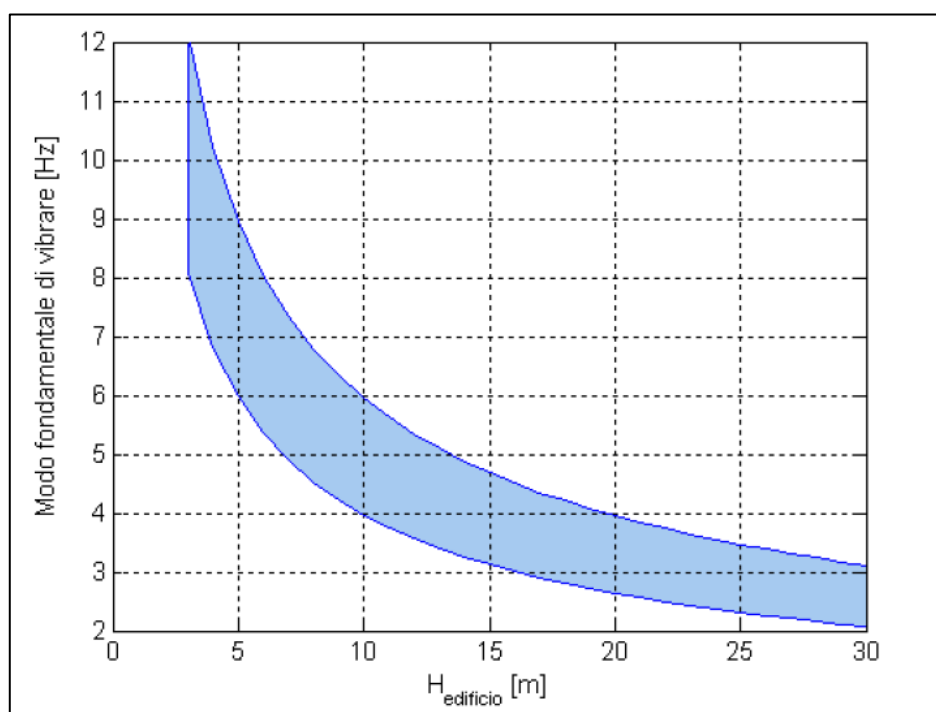


Figura 6.6: Relazione tipica tra l'altezza di una struttura in c.a. e la frequenza del primo modo di vibrare

Le norme UNI 9916 e DIN 4150 prevedono lo studio delle vibrazioni fino a 100 Hz e oltre. Per queste applicazioni si raccomanda pertanto l'adozione della frequenza di campionamento di 512 Hz.

Si osservi che la funzione di analisi delle vibrazioni di *Grilla* permette al momento l'equalizzazione dei soli dati acquisiti a 128 e 512 Hz, pertanto si raccomanda di usare questi parametri. Nel caso in cui si fosse adottata una frequenza di campionamento diversa, ci si può ricondurre alla equivalente a 128 o 512 Hz.

6.3.1.2 Durata della registrazione e posizionamento dello strumento

Le vibrazioni negli edifici hanno ampiezze molto maggiori rispetto a quelle del sottosuolo, specialmente sui piani alti. Pertanto a parità di frequenza di interesse, le misure in edificio possono essere di durata molto minore (5-6 minuti tipicamente).

Lo strumento va posto con gli assi paralleli agli assi della struttura in esame. Se si stanno indagando più piani, lo strumento va posto *rigorosamente sulla stessa verticale* e mantenendo lo *stesso allineamento* tra piani. Nel caso di edifici molto complessi può essere necessario indagare più verticali.

Il numero minimo di misure da effettuare per caratterizzare una struttura ed un sottosuolo ai fini dei possibili fenomeni di risonanza è 3:

- Una misura al piano alto della struttura
- Una misura al piano di fondazione della struttura
- Una misura esterna alla struttura su terreno naturale (per caratterizzare il sottosuolo)

Nelle misure passive, l'effetto della vibrazione delle strutture sul suolo circostante scompare già a 5-10 metri di distanza dalle strutture stesse. In figura 6.7 è riassunta la differenza tra picchi H/V di origine stratigrafica e picchi H_i/H_0 di strutture.

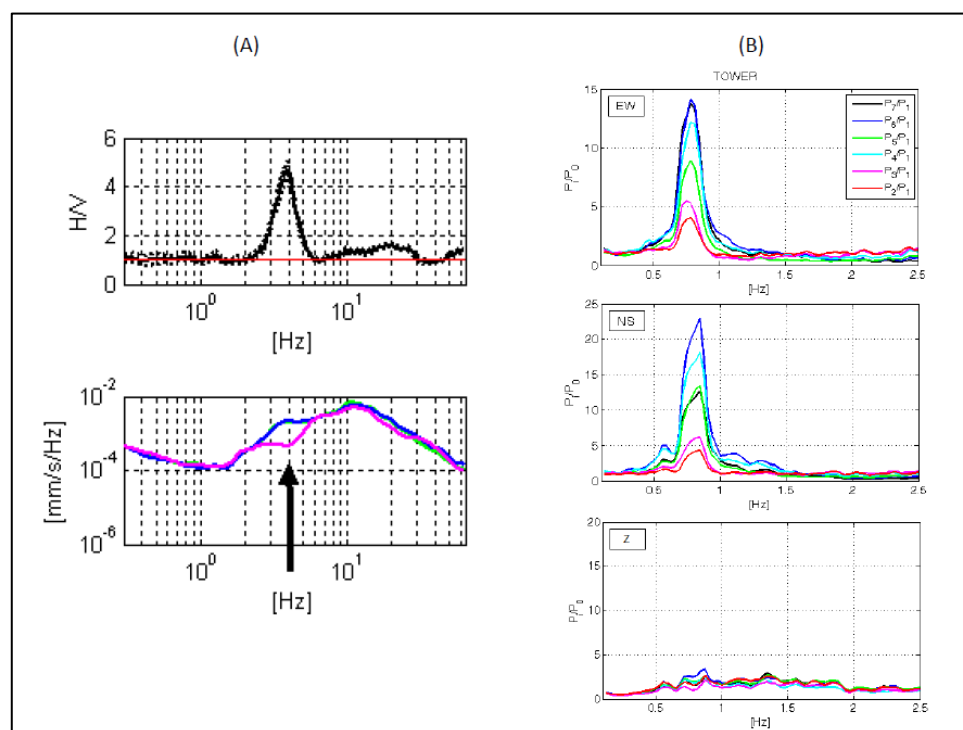


Figura 6.7: (A) i picchi H/V di origine stratigrafica sono caratterizzati da un minimo locale della componente verticale, assente nelle componenti orizzontali, che dà luogo ad una forma 'a occhio' nei grafici in cui gli spettri sono raffigurati assieme. (B) I rapporti spettrali tra componenti omologhe P_i/P_0 registrate su livelli diversi delle strutture mostrano picchi orizzontali H_i/H_0 acuti e ben definiti in corrispondenza dei diversi modi di vibrare della struttura stessa. Mostrano invece rapporti verticali Z_i/Z_0 piatti, negli edifici moderni in c.a.

Lo strumento di misura va posto su superfici (pavimenti) sufficientemente piatte a terra senza alcun piedino. L'obiettivo è che lo strumento rimanga quanto più prossimo a terra possibile.

Su superfici (pavimenti) poco pianeggianti si usino rigorosamente i piedini corti.

6.3.1.3 Analisi dei dati campionati

Innanzitutto vanno impostati settaggi riguardanti l'analisi spettrale che il programma andrà ad eseguire. In particolare:

- *Window Size (dimensione della finestra)*. La lunghezza della finestra di analisi va scelta in funzione della frequenza minima di interesse e della durata della registrazione. Tipicamente essa sarà 20-30 secondi per registrazioni di durata superiore ai 10 minuti, 15 secondi per registrazioni di durata inferiore a 10 minuti. Ovviamente non si scenda sotto i 15 secondi se interessano frequenze fino a 0,1 Hz (ossia segnali che si ripetono ogni 10 secondi).
- *Smoothing (lisciamento)*. Un lisciamento triangolare al 10% è un buon compromesso per tutte le registrazioni a scopo stratigrafico. Ma, i modi di vibrare delle strutture si presentano, diversamente da quelli del sottosuolo, a frequenze ben definite. È raccomandabile pertanto utilizzare lisciamenti molto stretti (1-5%) quando si analizzano dati di strutture. È stato utilizzato un parametro di smoothing pari all' 1%. In questo modo i picchi di natura antropica appaiono come stretti spike (generalmente su tutte e 3 le componenti spettrali) e risultano facilmente distinguibili da quelli naturali (caratterizzati sempre da un minimo locale sulla componente verticale e dalla famosa forma "a occhio" degli spettri).
- *Analyze between (intervallo di analisi)*. L'analisi di significatività del picco H/V secondo i criteri SESAME (2005) viene effettuata di default sul picco di ampiezza massima. Ai fini della vulnerabilità sismica però non è necessariamente il picco H/V più ampio che conta ma quello la cui frequenza è più prossima a quella dell'edificio. Dunque, nei casi con picchi multipli, per forzare l'analisi di significatività sui picchi di interesse si modifichi il range di frequenze alla voce ANALYZE BETWEEN in figura 6.8.

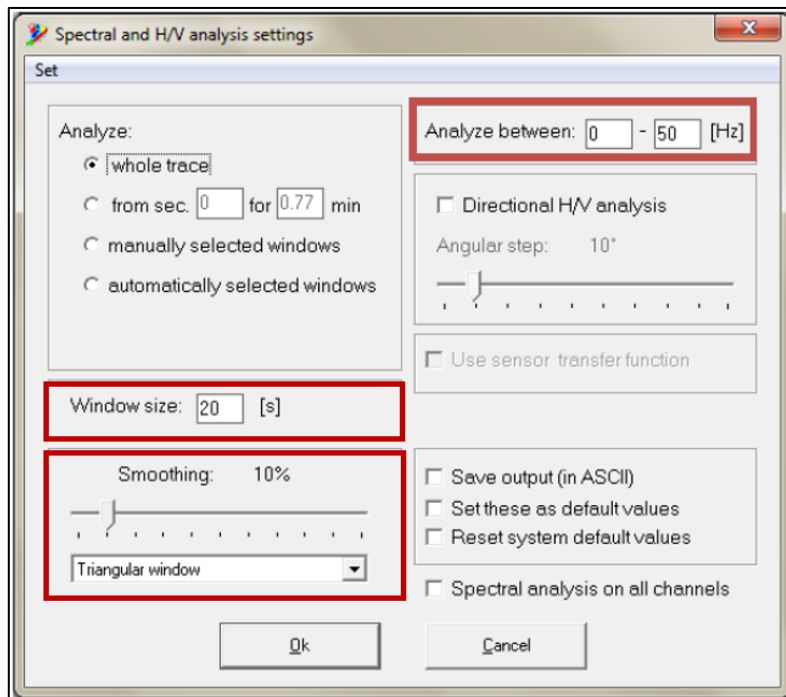


Figura 6.8: Finestra dei parametri di analisi spettrale e H/V

Si può procedere dunque con la pulizia della traccia.

Eliminare il "rumore", a partire da una misura di rumore, può apparire contraddittorio. Al contrario, questo è un passo di estrema importanza che va effettuato sempre prima di ogni tentativo di interpretazione.

Il rumore incoerente nel dominio del tempo è dovuto essenzialmente a 1) transienti e 2) rumore stazionario quasi bianco. Mentre questi due sono totalmente diversi nel dominio dei tempi, sono molto simili nel dominio delle frequenze, dove appaiono entrambi come spettri piatti. Anche nella teoria dei segnali uno spettro piatto è uno spettro che non porta informazione. Ne segue che la pulizia delle tracce viene effettuata in modo più efficace nel dominio delle frequenze, escludendo gli intervalli di registrazione che danno spettri quasi piatti. In sostanza, nella finestra *HVSR stability* (a destra in figura 6.9) si devono evidenziare le parti di tracciato da *conservare*.

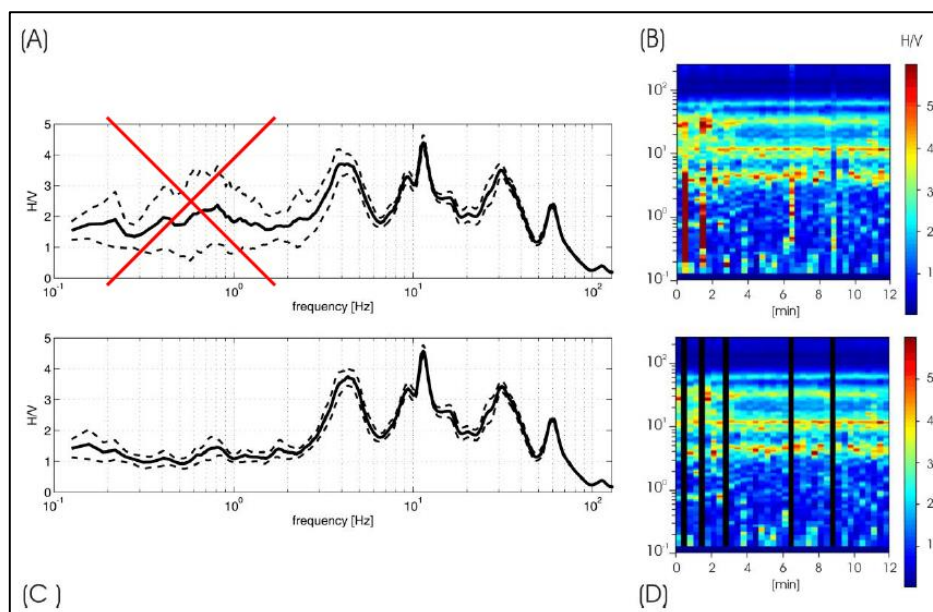


Figura 6.9: Curve H/V medie e loro deviazione standard registrate nello stesso sito prima (A) e dopo (C) la rimozione dei transienti. (B) stabilità temporale della curva H/V durante la misura (ampiezza H/V in colore, tempo in ascissa, frequenza in ordinata). (D) finestre temporali rimaste dopo la rimozione dei transienti.

6.3.1.4 Interpretazione dei dati campionati

Per mettere in luce i modi di vibrare di una struttura è necessario rimuovere dalle registrazioni l'effetto del sottosuolo. La tecnica classica per effettuare questa operazione si chiama Standard Spectral Ratio (SSR). In *Grilla* si operi come segue:

1. Selezionare le tracce acquisite ai vari piani della struttura come mostrato in Figura 6.10. Devono diventare evidenziate in verde. Per farlo, si faccia click sulla riga del database (DB) e si tenga contemporaneamente premuto il tasto SHIFT oppure CONTROL.
2. fare click sul bottone evidenziato dal riquadro rosso in Figura 6.10 e si aprirà la finestra col riassunto delle analisi effettuate per ciascuna traccia. Come sito di riferimento (cioè sito rispetto al quale si devono deconvolvere le altre tracce) scegliere la misura al piano di fondazione. Questo sito va indicato come REF. (reference site) facendo click sulla colonnina chiamata Ref. della finestra di Figura 6.10, in corrispondenza alla casella che interessa (freccia rossa).
3. Infine scegliere le altre tracce da plottare contro quella che di riferimento facendo click sulla prima colonna (freccie blu in Figura 6.10).

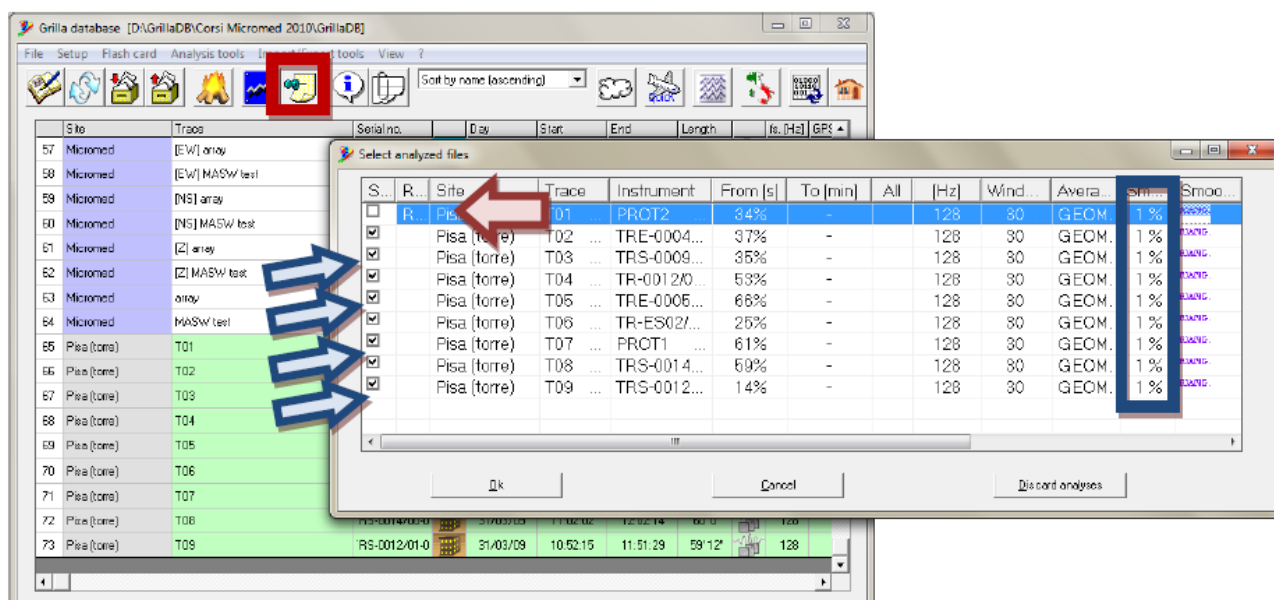


Figura 6.10: Selezione dei tralicciati per analisi modale (frequenze dei modi) delle strutture. Il sito di riferimento è evidenziato dalla freccia rossa. Gli altri siti sono indicati dalle frecce blu. Si noti il liscio all'1% degli spettri registrati su strutture.

6.3.2 Caso di studio: Analisi tromografica su edificio in Via A. Mario

Le indagini per la determinazione della frequenza di risonanza dell'edificio è stata condotta con strumentazione TROMINO-Micromed, le acquisizioni sono avvenute secondo le indicazioni del progetto SESAME e il post-processing è avvenuto mediante software Grilla-Micromed.

Avendo anticipato le modalità generali di esecuzione della prova, vengono di seguito riassunte tutte le scelte effettuate nel caso di studio per poi giungere ai dati ottenuti nell'elaborazione dei segnali acquisiti.

Innanzitutto viene riportata in figura 6.11 lo strumento di acquisizione utilizzato. Il tromografo ad antenna singola utilizzato altro non è che uno strumento in grado di rilevare.



Figura 6.11: A sinistra, fasi di stazionamento e settaggio del TROMINO. A destra, la strumentazione è pronta per la registrazione

Il posizionamento delle stazioni è stato previsto in corrispondenza di un vano scala per ogni corpo dell'edificio con l'orientamento come segnato in figura 6.12, in modo da poter ottenere e confrontare i risultati ottenuti sui due corpi dell'edificio separati dal giunto strutturale; sono state eseguite due prove per ogni piano nella stessa posizione, così da utilizzare, in fase di analisi delle tracce, quella più opportuna, e, in ogni caso, combinarle per avere un risultato più affidabile. Poiché la prova è stata effettuata su soletta ancora a rustico, quindi non adeguatamente livellata, si è ritenuto opportuno l'utilizzo di piedini corti, calibrati con livella a bolla (come si vede in figura 6.11).

Le funzioni H/V nel dominio delle frequenze sono state calcolate come il rapporto tra gli spettri di Fourier della componente verticale del moto e gli spettri di Fourier delle componenti orizzontali, nel range 0-64 Hz. Ogni segnale risultante è la media di N finestre di 15 secondi ciascuna, applicando uno smorzamento del 1%. Il tempo di acquisizione è stato di 4 minuti per punto di misura, cercando il miglior accoppiamento col suolo possibile.

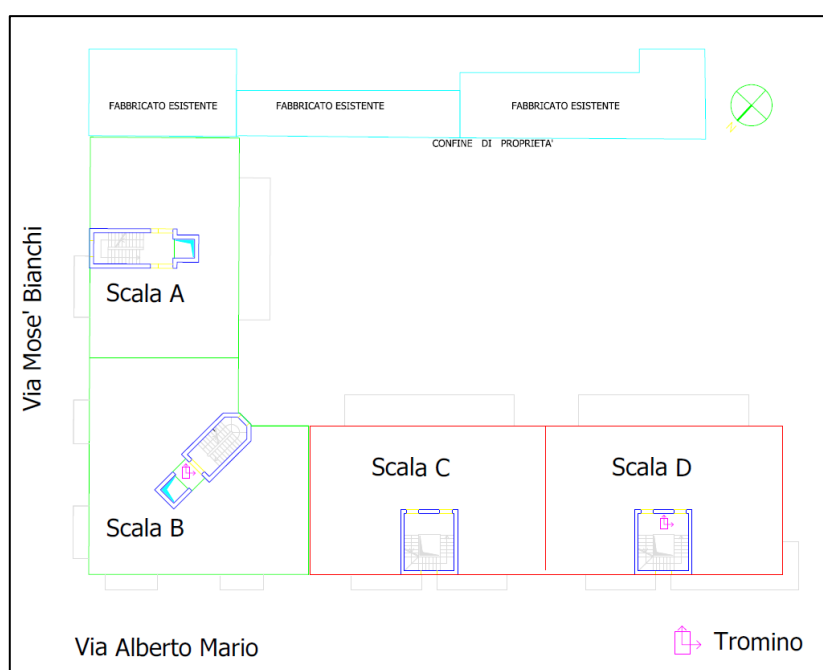


Figura 6.12: Posizionamento e orientamento del tromino: scala B e scala D ad ogni livello e con 2 registrazioni per livello da 4 minuti

L'indagine dinamica è stata condotta acquisendo le registrazioni di rumore sismico ai vari interpiani, e poi, successivamente, elaborando le tracce delle componenti orizzontali, depurate dell'effetto del sottosuolo. Si sono quindi effettuate dapprima le registrazioni al livello di fondazione e in successione, salendo, su gli altri piani, mantenendo costante per ciascuna stazione i parametri di acquisizione con frequenza di campionamento a 128 Hz, per una durata di registrazione di 4 minuti e con attivazione dei soli canali velocimetrici ad alto guadagno per la registrazione dei microtremiti ambientali.

Successivamente si sono elaborate, mediante il software Grilla-Micromed, le tracce registrate e si è ottenuto lo spettro delle H/V, "plottando" tutte le varie stazioni di registrazione su di un unico grafico, in modo tale da verificare immediatamente possibili effetti di risonanza suolo strutture e da individuare rapidamente la frequenza dominante flessionale.

Di seguito vengono pertanto riportati i grafici relativi alle funzioni H/V nel dominio delle frequenze dei due differenti corpi dell'edificio. Si può subito notare che, a differenza di edifici semplici, come ad esempio una torre, presentano un picco significativo e altri picchi a frequenze differenti con intensità H/V minori o maggiori; essi, probabilmente, sono associati a differenti modi di vibrare della struttura stessa.

I primi due grafici (figure 6.13 - 6.14) sono quelli delle funzioni relative al vano scala B del corpo AB dell'edificio nelle due direzioni x ed y (allegato C.3 – C.4).

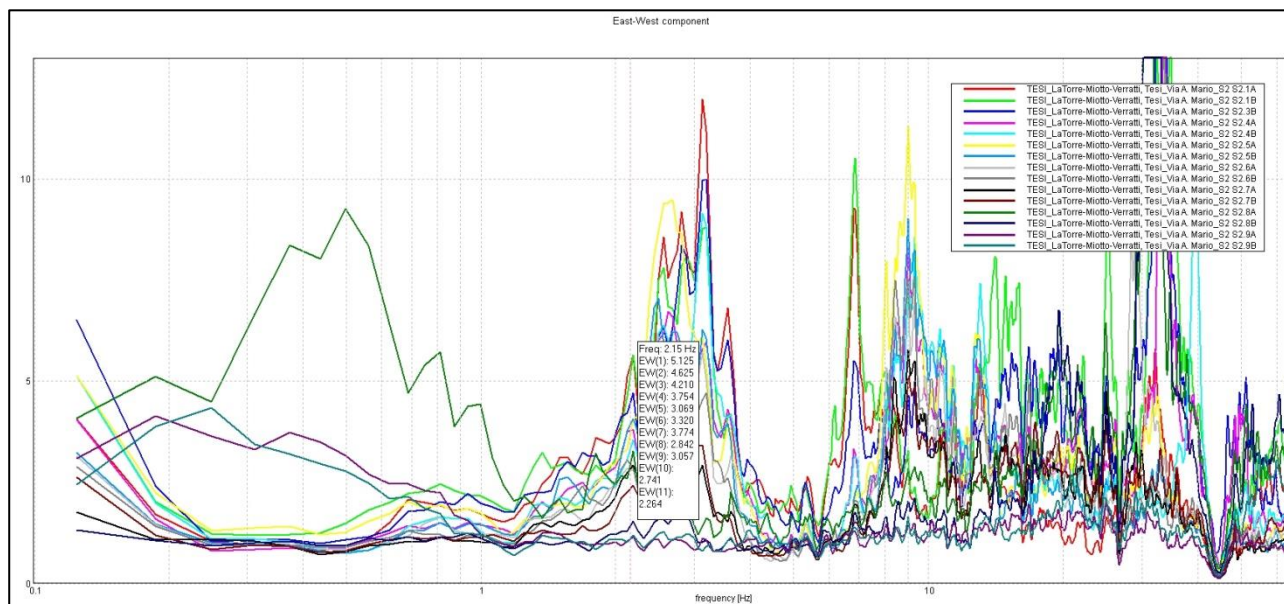


Figura 6.13: Grafico relativo alla funzione H/V nel dominio delle frequenze del vano scala B (corpo AB) in direzione x. Si può notare come il picco della frequenza dominante è pari a 3,14 Hz, ma a frequenze inferiori troviamo altri 2 picchi significativi pari a 2,15 Hz e 2,49 Hz, e altri a frequenza maggiore pari a 3,59 Hz e 6,88 Hz

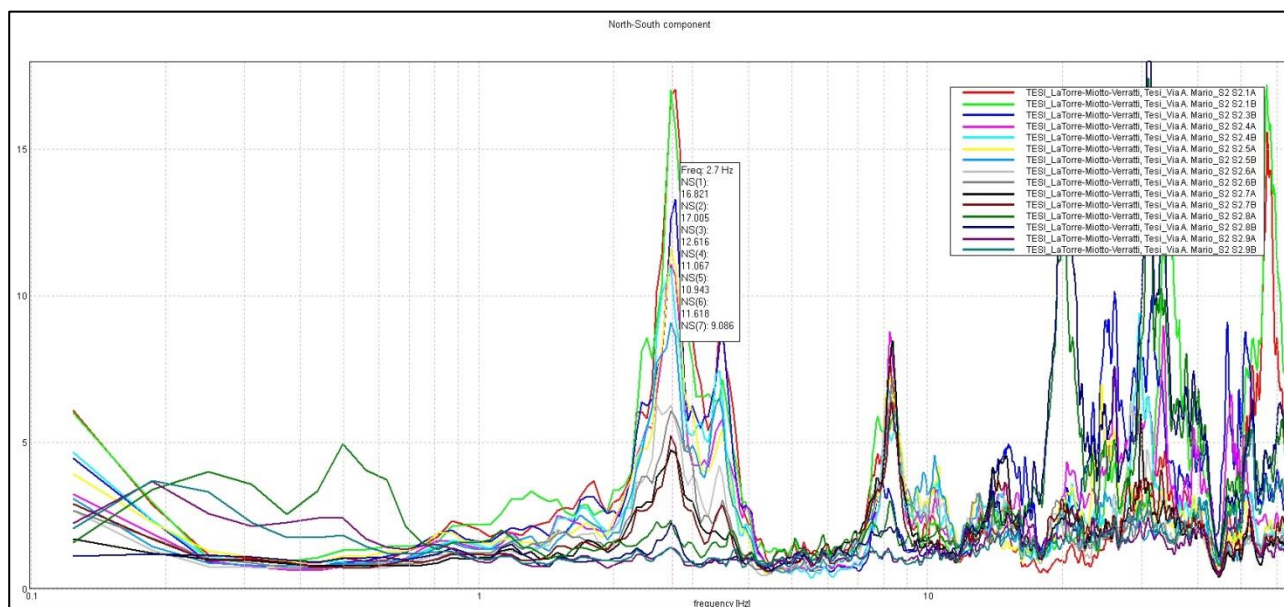


Figura 6.14: Grafico relativo alla funzione H/V nel dominio delle frequenze del vano scala B (corpo AB) in direzione y. Si può notare come il picco della frequenza dominante è pari a 2,70 Hz, ma a frequenze inferiori troviamo un altro picco significativo a 2,05 Hz, ed a frequenze maggiori troviamo altri 2 picchi significativi pari a 3,45 Hz e 8,27 Hz

Come ci si aspettava, i picchi di frequenze dei due domini sono compresi tra i valori di 2,1 Hz e 3,5 Hz, come si poteva ipotizzare dal grafico della figura 6.6. Queste sono anche le frequenze più interessanti e che saranno legate ai primi periodi dei modi di vibrare dell'edificio, mentre le frequenze più alte, 6,88 Hz e 8,27 Hz, sono meno significative.

I prossimi due grafici (figura 6.15 e figura 6.16) sono quelli delle funzioni relative al vano scala D del corpo CD dell'edificio nelle due direzioni x ed y (allegato C.1 – C.2).

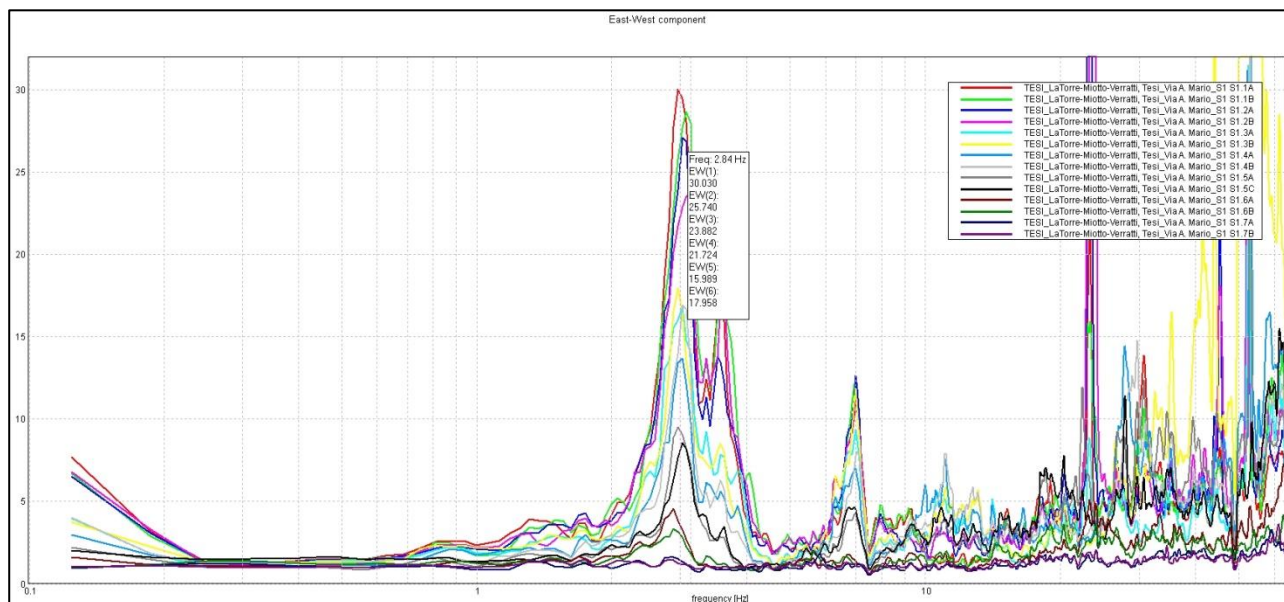


Figura 6.15: Grafico relativo alla funzione H/V nel dominio delle frequenze del vano scala D (corpo CD) in direzione x. Si può notare come il picco della frequenza dominante è pari a 2,84 Hz, ed a frequenze maggiori troviamo altri 2 picchi significativi pari a 3,23 Hz e 3,50 Hz, ed un ultimo pari a 6,88 Hz

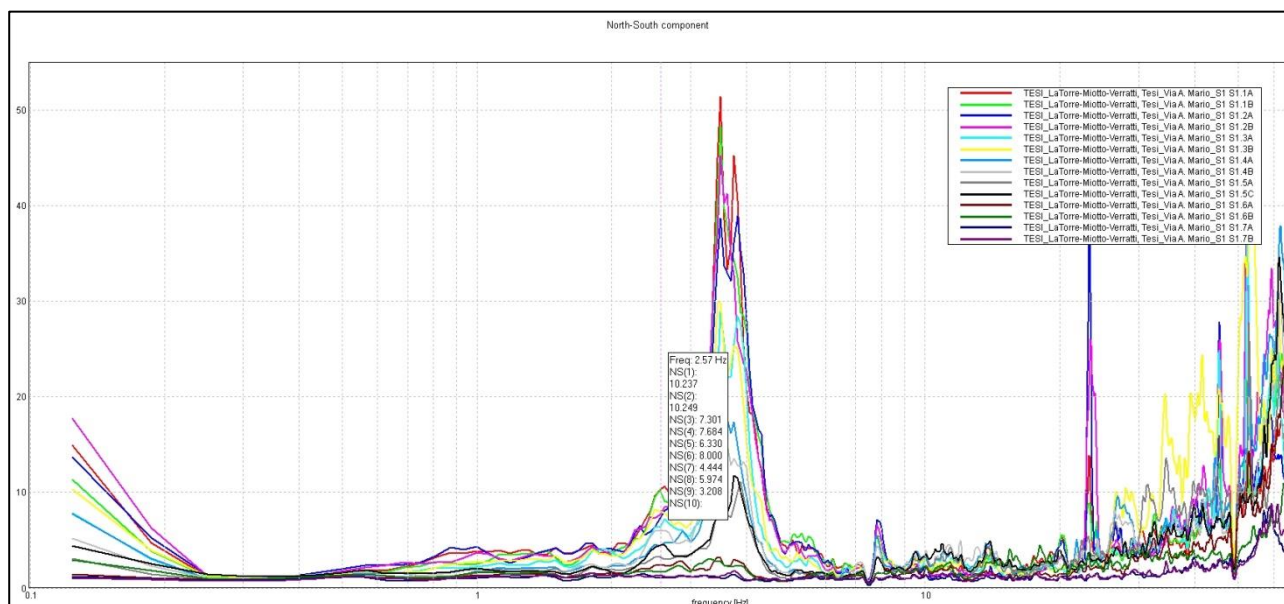


Figura 6.16: Grafico relativo alla funzione H/V nel dominio delle frequenze del vano scala D (corpo CD) in direzione y. Si può notare come il picco della frequenza dominante è pari a 3,49 Hz, ma a frequenze inferiori troviamo altri 2 picchi significativi pari a 2,57 Hz e 2,84 Hz, e altri a frequenza maggiore pari a 3,77 Hz e 7,78 Hz

Anche in questo caso, i picchi di frequenze dei due domini sono compresi tra i valori di 2,2 Hz e 3,5 Hz, come ci si aspettava dal grafico della figura 6.6. Queste sono anche le frequenze più interessanti e che saranno legate ai primi periodi dei modi di vibrare dell'edificio, mentre le frequenze più alte, 6,88 Hz e 7,78 Hz, sono meno significative.

Un piccolo dettaglio che si può osservare è che queste frequenze sono leggermente maggiori di quelle dell'altro corpo, che risulta essere più alto di 1 o 2 piani.

6.3.3 Analisi dei risultati di prova ottenuti

Una volta eseguita la prova e ottenuti i relativi grafici H/V nel dominio delle frequenze è necessario analizzarli e studiarli con accuratezza: infatti, le frequenze così individuate non è necessariamente detto che combacino perfettamente con quelle ottenute mediante la modellazione del manufatto per diverse motivazioni.

I risultati ottenuti con le vibrazioni ambientali sono sovrapponibili a quelli ottenuti con forzante sinusoidale, in termini di frequenze e smorzamenti relativi, almeno fino al modo torsionale a partire dalla terza frequenza flessionale. Gli spettri e le densità spettrali di potenza nel caso di prove con vibrazioni ambientali risultano ben definite ed evidenziano una maggiore amplificazione sul secondo modo nei casi di assenza di vento. I valori dei parametri individuati non risentono, nel caso di eccitazione con vibrazioni ambientali, dei cambiamenti di temperatura e di umidità relativa.

I limiti principali risultano essere:

- la precisione della misura dipende dalle ipotesi di stazionarietà del campo di rumore;
- non tutti i modi di vibrazione possono essere identificati;
- trattandosi di sollecitazioni relativamente piccole il comportamento meccanico della struttura è potenzialmente differente da quello che si realizza in presenza di scuotimenti intensi; la struttura non arriva a plasticizzarsi come in presenza di terremoti di media e alta intensità.

Si rende inoltre necessario fare alcune considerazioni tra sismica attiva e passiva, così da poter confrontare in modo più giusto i risultati ottenuti.

Innanzitutto, bisogna considerare che i dati ottenuti con la sismica passiva, in particolare la frequenza e quindi il periodo dei principali modi di vibrare della struttura in esame, si riferiscono a prove tromografiche effettuate tenendo conto del rumore ambientale. Le vibrazioni ambientali producono sollecitazioni di modestissima entità, con spostamenti dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-3} cm, in un intervallo di frequenze molto al di sotto della soglia di percezione umana. Ciò comporta forze modestissime non in grado di attivare comportamenti plastici della struttura, invece attivabili con sismi di media ed elevata intensità; pertanto ci si aspetta di ricavare dei valori di periodi di oscillazione sottostimati, poiché riferiti ad una struttura più rigida di quanto sia nella realtà, a fronte di eventi sismici reali. Come conseguenza di tale considerazione, generalmente si opera riducendo il valore della frequenza, calcolato con la prova tromografica, di un opportuno coefficiente, così da poter rendere confrontabili i dati ottenuti dalla modellazione. Tale coefficiente viene assunto pari a $k = 0,75 \div 0,90$.

Riepilogando si avrà che:

$$f_{\text{corretto}} = f_{\text{tromografia}} \cdot k \quad [6.4]$$

Oppure:

$$T_{\text{corretto}} = \frac{T_{\text{tromografia}}}{k}$$

È ben noto che le frequenze naturali di un sistema struttura-suolo hanno una variazione non lineare a seconda dei diversi livelli di eccitazione. Recenti test hanno dimostrato che la frequenza naturale fondamentale di una struttura è approssimativamente più alta del $10 \div 25\%$.

Uno dei casi di riferimento sulla base di cui è stata formulata questa ipotesi, è il caso della Millikan Library del Caltech campus, un edificio in calcestruzzo armato, il quale nel 1968 è stato strumentato mediante l'utilizzo di due accelerometri triassiali permanenti al fine di monitorare il comportamento dinamico della

struttura. Nel 1971 lo stesso edificio è stato colpito dal terremoto di San Fernando e sono state registrate le seguenti variazioni nelle frequenze naturali:

- Direzione est-ovest $f_0 = 1,45 \text{ Hz}$ $\rightarrow$ $f_{\text{aft-quake}} = 1,00 \text{ Hz}$;
- Direzione nord- sud $f_0 = 1,90 \text{ Hz}$ $\rightarrow$ $f_{\text{aft-quake}} = 1,64 \text{ Hz}$.

Si nota come, durante un'eccitazione notevole della struttura, la frequenza naturale decresca temporaneamente di circa il 20%. Sorprendentemente, dopo ogni evento con un'eccitazione considerevole, la struttura si "irrigidisce nuovamente" e la frequenza naturale ritorna ad un valore molto simile a quello calcolato prima del terremoto; solitamente si registra un decremento permanente della frequenza di meno del 2,5%, tranne in casi estremi, come il terremoto di San Fernando, in cui è stato registrato un decremento permanente del 16,6%. L'abbassamento delle frequenze naturali durante un evento sismico è dovuto principalmente a due motivi fondamentali: un indebolimento non lineare della sovrastruttura e l'iterazione della struttura stessa con il terreno sottostante. [19]

Un altro fatto da tenere in considerazione è che le modeste forze in gioco durante la prova tromografica fanno sì che la struttura si comporti come se il giunto strutturale non esistesse; infatti, come detto in precedenza, queste forze di modestissima intensità non sono in grado di realizzare completamente la separazione dei due corpi dell'edificio, come avviene nella realtà quando si verifica un terremoto.

È pertanto importante effettuare una modellazione in cui si considera l'intero edificio privo del giunto strutturale, in modo da poter confrontare i risultati ottenuti con la prova di sismica passiva e, solo in seguito, effettuare consapevolmente la modellazione dei due corpi separati dal giunto strutturale.

Di seguito si riporta, pertanto, la tabella 6.2, riepilogativa delle principali frequenze individuate dall'analisi dei grafici H/V nel dominio delle frequenze, evidenziando quella con il picco H/V maggiore, la quale, molto probabilmente farà riferimento al primo o secondo modo di vibrare della struttura; inoltre è importante ricordare che non è esatto dire che le frequenze individuate corrispondano perfettamente a quelle dei modi di vibrare della struttura, alcune possono non trovare un riscontro con la modellazione, mentre altre, ricavate viceversa dalla modellazione, è possibile che non trovino riscontro nelle frequenze evidenziate dai grafici ottenuti.

Tabella 6.2: Picchi di frequenza rilevati dai grafici H/V nel dominio delle frequenze dei 2 corpi dell'edificio esaminati nelle due direzioni fondamentali; in grassetto sono evidenziate i picchi di frequenza con maggior rapporto H/V rilevato

Posizione strumento	Direzione	Picchi di frequenza rilevati dai grafici H/V [1/s]				
Corpo AB	x	2,15	2,49	3,14	3,59	6,88
	y	2,05	2,70	-	3,45	8,27
Corpo CD	x	-	2,84	3,23	3,50	6,88
	y	2,57	2,84	3,49	3,77	7,78

Si riporta, inoltre, la tabella 6.3 riepilogativa dei periodi di vibrazione individuati.

Tabella 6.3: Periodi relativi ai picchi di frequenza (tabella 6.2) rilevati dai grafici H/V nel dominio delle frequenze dei 2 corpi dell'edificio esaminati nelle due direzioni fondamentali; in grassetto sono evidenziate i picchi di frequenza con maggior rapporto H/V rilevato

Posizione strumento	Direzione	Periodi relativi ai picchi di frequenza rilevati dai grafici H/V [s]				
Corpo AB	x	0,47	0,40	0,32	0,29	0,16
	y	0,49	0,37	-	0,29	0,12
Corpo CD	x	-	0,35	0,31	0,29	0,15
	y	0,39	0,35	0,29	0,27	0,13

6.4 Valutazione del periodo naturale di vibrazione nella letteratura e nella normativa

La valutazione del periodo naturale di vibrazione rappresenta il primo passo nello studio del comportamento sismico degli edifici; esso è influenzato da numerosi fattori, come la presenza delle tamponature, la regolarità strutturale e la presenza di fessure negli elementi strutturali. [20]

In letteratura differenti autori forniscono relazioni semplificate per il calcolo del periodo; la maggior parte di esse sono state calibrate sulla base della seguente equazione:

$$T = \alpha H^{\beta} \quad [6.5]$$

in cui T rappresenta il periodo, H l'altezza dell'edificio ed α e β sono due parametri che dipendono essenzialmente dalla tipologia strutturale.

Di seguito si riportano i valori di α e β proposti in letteratura per edifici in calcestruzzo armato (Tabella 6.4). Detti parametri sono stati determinati in alcuni casi sperimentalmente e nei restanti numericamente.

Tabella 6.4: Valori proposti in letteratura, da differenti autori per edifici in calcestruzzo armato, della formula [6.5]

Autore	Anno	α	β
ATC3-06 [21]	1978	0,06	0,75
Chopra et Goel [22]	1997	0,044 – 0,052 – 0,065	0,9
SEAOC-88 [23]	1998	0,073	0,75
EC8 - CEN	2008	0,075	0,75
Masi e Vona [24]	2008	0,05	1
NTC 2008	2008	0,075	0,75
Oliveira and Navarro [25]	2004	0,012	1
Gallipoli et al. [26]	2010	0,016	1
Ricci et al. (con tamponature integre) [27]	2011	0,013	1
Ricci et al. (con tamponature fessurate) [27]	2011	0,041	1
NEHRP-94 – Seismic Rehabilitation Commentary [28]	1997	T = 0,1 N con N = numero di piani	

E' attribuibile alla normativa americana ATC3- 06 [21] la paternità sulla formulazione del periodo in accordo con la relazione [6.5]. La relazione fu calibrata sperimentalmente in base ad alcune misurazioni effettuate durante il terremoto di San Fernando avvenuto nel 1971; la stessa formulazione è stata successivamente ripresa dall'Eurocodice 8.

Alcuni codici normativi, come NEHRP [28], propongono relazioni in funzione del solo numero di piani; in particolare la NEHRP valuta il periodo come $T=0.1N$, in cui N rappresenta il numero di piani.

Altre formulazioni presenti in letteratura consentono di determinare il periodo naturale di vibrazione tenendo in considerazione altri parametri come il numero e la lunghezza delle campate (come quelle proposte da K.M. Amanat, E. Hoque [29] e M.M. Kose [30]) la presenza di irregolarità dovuta alla distribuzione delle tamponature.

Come si può osservare dai coefficienti proposti nelle varie formulazioni, le relazioni calibrate sperimentalmente (quelle di Oliveira and Navarro [25] e Gallipoli et al. [26]) forniscono valori del periodo notevolmente inferiori a quelli ottenuti mediante calibrazioni numeriche; le relazioni proposte nei codici normativi si collocano generalmente nel mezzo. La principale differenza tra le calibrazioni numeriche e quelle sperimentali risiede nel fatto che i modelli numerici difficilmente riescono a tenere in conto tutti i parametri che influenzano la rigidezza della struttura; inoltre la tipologia di modellazione adottata può rivestire un ruolo significativo.

Ricci et al. hanno proposto, invece, un'analisi parametrica in cui è stata considerata, in fase di modellazione, sia la presenza di tamponature integre che fessurate; i risultati ottenuti evidenziano come la miglior stima dei dati sperimentali è stata ottenuta considerando le tamponature integre.

Le significative differenze osservate tra le formulazioni proposte in letteratura mettono in evidenza come siano necessari ulteriori studi per valutare accuratamente l'influenza di tutti i parametri coinvolti nella valutazione del periodo di telai tamponati.

6.4.1 Caso di studio: Valutazione del periodo di vibrazione di edificio in Via A. Mario

Di seguito si riportano, in tabella 6.5, i valori di periodi di vibrazione della struttura dei corpi AB e CD, ottenuti attraverso la formula [6.5] completata con i valori in tabella 6.4 secondo i diversi autori.

Tabella 6.5: Valori del periodo proprio di vibrazione dei corpi AB e CD dell'edificio in via Alberto Mario

Autore	Anno	Corpo AB		Corpo CD	
		H_{AB} [m]	T_{AB} [s]	H_{CD} [m]	T_{CD} [s]
ATC3-06	1978	25,9	0,69	22,6	0,62
Chopra et Goel	1997		0,82		0,73
SEAOC-88	1998		0,84		0,76
EC8 - CEN	2008		0,86		0,78
Masi e Vona	2008		1,30		1,13
NTC 2008	2008		0,86		0,78
Ricci et al. (con tamponature integre)	2011		0,34		0,29
Ricci et al. (con tamponature fessurate)	2011		1,06		0,93
NEHRP-94 – Seismic Rehabilitation Commentary	1997		0,80		0,70

Si può subito notare come i periodi di vibrazioni ottenuti mediante le comuni formulazioni presenti in normativa e letteratura siano verosimilmente troppo elevati, infatti per il corpo AB i valori si assestano attorno a 0,8 secondi, mentre per il corpo CD, leggermente più basso, attorno a 0,7 secondi. L'unico valore che si discosta da questi risultati risulta essere quello ottenuto dalla formulazione di Ricci et al.; infatti questa relazione, come detto in precedenza, tiene conto dell'effetto irrigidente garantito dalle tamponature esterne, ancora integre. In questo caso il valore di periodi di vibrazione vale circa 0,35 – 0,30, valori che si avvicinano maggiormente ai valori ottenuti attraverso l'esecuzione delle prove tromografiche e valori per cui ci aspetteremo dei risultati più simili anche attraverso la modellazione, la quale si evolverà in una prima fase in cui si considera la struttura intelaiata "nuda" e in una seconda in cui si valuterà anche l'incidenza delle tamponature nella definizione del periodo di vibrazione proprio della struttura.

6.5 Determinazione della risposta dinamica di un edificio attraverso la modellazione

La modellazione del manufatto edilizio risulta essere una fase fondamentale per la determinazione della risposta dinamica dello stesso; i risultati ottenuti devono essere confrontati, se possibile, con i dati sperimentali ricavati tramite prove in situ.

Esistono diverse tipologie di modellazione strutturale e, allo stesso tempo, diversi approcci applicabili sul modello per lo studio della risposta dinamica dell'edificio.

La modellazione che si è scelto di adottare è una modellazione ad elementi finiti (F.E.M.).

Invece, nelle moderne norme italiane ed europee sono ammessi quattro metodi d'analisi, caratterizzati da complessità e precisione crescenti. Essi sono:

- analisi statica;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

La scelta tra un metodo e l'altro dipende dalle caratteristiche (regolarità, periodi propri) e dall'importanza della struttura che si sta studiando. Tra i vari approcci, l'analisi dinamica non lineare è sicuramente in grado di fornire la migliore predizione della risposta strutturale indotta dai terremoti.

6.5.1 Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M.)

In matematica, il metodo degli elementi finiti (*FEM*, dall'inglese *Finite Element Method*) è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche. [31]

Il Metodo F.E.M. si applica a corpi fisici suscettibili di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. Nel continuum, ogni singolo elemento finito viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee.

La caratteristica principale del metodo degli elementi finiti è la discretizzazione attraverso la creazione di una griglia (mesh) composta da primitive (elementi finiti) di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, tetraedri e esaedri per domini 3D). Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è assunta essere espressa dalla combinazione lineare di funzioni dette funzioni di base o funzioni di forma (shape functions).

Da notare che talora la funzione viene approssimata, e non necessariamente saranno i valori esatti della funzione quelli calcolati nei punti, ma i valori che forniranno il minor errore su tutta la soluzione.

Per arrivare al modello agli elementi finali si seguono delle fasi fondamentali, ognuna delle quali comporta l'inserimento di errori nella soluzione finale:

- **Modellazione:** questa fase è presente in tutti gli studi di ingegneria: si passa dal sistema fisico ad un modello matematico, che astrae alcuni aspetti di interesse del sistema fisico, focalizzando l'attenzione su poche variabili aggregate di interesse e "filtrando" le rimanenti. Ad esempio nel calcolo del momento flettente di una trave non si prendono in considerazione le interazioni a livello molecolare. Il sistema fisico se complesso viene suddiviso in sottosistemi. Nel caso in esame non è necessario, oppure si può pensare che si tratti di una parte appartenente ad un sistema più complesso, ad esempio di una nave o di un aeroplano. Il sottosistema verrà poi suddiviso in elementi finiti ai quali verrà applicato un modello matematico. A differenza delle trattazioni analitiche è sufficiente che il modello matematico scelto sia adeguato alle geometrie semplici degli elementi finiti. La scelta di un tipo di elemento in un programma software equivale ad una scelta implicita del modello matematico che vi è alla base. L'errore che può portare l'utilizzo di un modello deve essere valutato con prove sperimentali, operazione in genere dispendiosa per tempo e risorse.
- **Discretizzazione:** in una simulazione per via numerica è necessario passare da un numero infinito di gradi di libertà (condizione propria del "continuum") ad un numero finito (situazione propria della griglia). La discretizzazione, nello spazio o nel tempo, ha lo scopo di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà. Viene inserito un errore dato dalla discordanza con la soluzione esatta del modello matematico. Questo errore può essere valutato opportunamente se esiste un modello matematico adeguato all'intera struttura (quindi preferibile da utilizzare rispetto all'analisi FEM) ed in assenza di errori numerici di calcolo, ciò può essere considerato vero utilizzando calcolatori elettronici.

Tutti i programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti per l'analisi strutturale sono dotati di una libreria di elementi finiti (in campo elastico lineare ma anche in quello elasto-plastico) monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali per facilitare la modellazione di una struttura reale.

I più comunemente utilizzati, mono e bi-dimensionali, sono i seguenti:

- **monodimensionali:**
 - **biella o truss:** elemento rettilineo a 2 nodi che ha rigidità solo per le traslazioni e pertanto è atto a trasmettere solo forze assiali. Viene utilizzato di norma per la modellazione di strutture reticolari.
 - **trave o beam:** elemento rettilineo a 2 nodi capace di trasferire ai nodi a cui è connesso rigidità per tutti e 6 i gradi di libertà e pertanto atto a trasmettere tutte le tipologie di sollecitazioni (forze assiali e taglianti e momenti flettenti e torcenti). Viene utilizzato per la modellazione di strutture intelaiate.
 - **molla o spring:** elemento rettilineo a due nodi dotato di rigidità assiale e/o rotazionale utilizzato per modellare vari tipi di vincolo elastico quali ad esempio gli spostamenti imposti;
 - **rigido o rigel:** elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due elementi finiti;
- **bidimensionali:**

- lastra o stress plane: elemento piano a 3 o 4 nodi per stati di sforzo piano che possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano (rigidezza membranale) e pertanto atto a trasmettere solo gli sforzi lungo il suo piano. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture caricate nel loro stesso piano;
- piastra: elemento piano a 3 o 4 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla traslazione perpendicolare al suo piano e alle rotazioni rispetto ai due assi giacenti nel piano (rigidezza flessionale), e pertanto atto a trasmettere solo lo sforzo tagliante e i 2 momenti flettenti. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. Usato per la modellazione di strutture bidimensionali inflesse.
- lastra-piastra o guscio o shell: elemento piano a 3 o 4 nodi costituito dalla sovrapposizione dell'elemento piastra e dell'elemento lastra e che pertanto è dotato sia di rigidezza flessionale che membranale.
- deformazione piana o plane strain: elemento piano a 3 o 4 nodi per stati di deformazione piana che possiede solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel suo piano. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. È utilizzato per la modellazione di strutture nelle quali lo spessore è prevalente rispetto alle altre dimensioni e dove si può considerare impedita la deformazione nello spessore e pertanto lo stato di deformazione si considera piano come nell'analisi delle sezioni di condotte o di muri di sostegno.

La definizione della geometria del modello che idealizza la struttura reale viene effettuata inserendo dei nodi, o punti nodali, sulla struttura in corrispondenza di punti caratteristici.

Nel posizionare i nodi sulla struttura bisogna tenere presente alcune considerazioni:

- il numero dei nodi deve essere sufficiente a descrivere la geometria della struttura. Ad esempio in corrispondenza dell'innesto trave-pilastro, dei cambi di direzione, ecc.
- i nodi devono essere posizionati anche nei punti e sulle linee di continuità. Ad esempio dove cambiano le caratteristiche dei materiali, le caratteristiche delle sezioni, ecc.
- si possono posizionare dei nodi in punti non necessari per la definizione geometrica della struttura ma di cui si vogliono conoscere gli spostamenti e le sollecitazioni interne
- se il software non lo prevede si devono posizionare dei nodi in corrispondenza di punti in cui sono applicati carichi concentrati o masse nodali
- si devono mettere nodi in tutti i punti che si intendono vincolare
- nel caso di strutture bidimensionali (piastre, lastre, ecc.) la suddivisione (mesh) in elementi finiti bidimensionali deve essere sufficientemente fitta per cogliere le variazioni di sforzo o di spostamento nelle regioni importanti ai fini dell'analisi.

6.5.2 Analisi elastica lineare

L'analisi statica è un metodo basato sulla rappresentazione dell'azione sismica attraverso un sistema di forze statiche applicate in corrispondenza degli impalcati di un edificio (dove si ipotizzano concentrate le masse della struttura) per poi calcolare le sollecitazioni considerando la struttura come un sistema elastico lineare.

Il metodo prevede di considerare applicate alla struttura una distribuzione di forze proporzionale al suo primo modo di vibrazione e la conoscenza del suo periodo consente di calcolare il "tagliante globale della

struttura" la cui distribuzione lungo l'altezza rappresenta proprio il sistema di forze statiche da applicare. Il periodo fondamentale (T_1) può essere determinato facendo ricorso ai metodi della dinamica strutturale oppure attraverso formule approssimate indicate dalla normativa, come la seguente relazione valida per edifici con altezza inferiore a 40 metri:

$$T = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad [6.6]$$

dove H è l'altezza dell'edificio, espressa in metri, dal piano di fondazione e C_1 è una costante che assume il valore di 0.085 per strutture a telaio in acciaio, 0.075 per strutture a telaio in calcestruzzo, 0.05 per tutti gli altri edifici.

La forza di taglio massima alla base risulta:

$$F_{max} = S_d(T) \cdot W \quad [6.7]$$

Dove $S_d(T)$, espressa in g, è l'ordinata dello spettro di progetto elastico corrispondente al periodo T_1 e W è il peso sismico dell'intera struttura. La normativa consente di introdurre nell'equazione 6.7 un coefficiente correttivo λ pari a 0,85, quando $T_1 \leq 2T_c$, dove T_c è un periodo definito nello spettro di progetto, e quando la struttura ha più di 2 piani per tenere conto che gli edifici con almeno 3 gradi di libertà traslazionali hanno in genere una massa modale partecipante del primo modo di vibrazione inferiore alla massa totale dell'edificio (circa l'85%). Negli altri casi $\lambda = 1$.

Nell'ipotesi che la forma del primo modo di vibrazione della struttura assume un andamento approssimativamente lineare, la forza da applicare all' i -esimo piano risulta:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot F_{max} \quad [6.8]$$

Nei casi in cui le masse W_i e le altezze d'interpiano restano costanti l'equazione 6.8 corrisponde ad una distribuzione triangolare dei carichi sismici.

Questo tipo d'analisi è in grado di fornire risultati soddisfacenti nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata dai modi superiori di vibrazione, circostanza che si presenta, quando sono rispettate le condizioni di regolarità in altezza previste dalla normativa. Utilizzare l'analisi statica per lo studio di strutture irregolari può portare dunque a stime delle sollecitazioni significativamente lontane dai valori reali che, pur essendo talvolta in favore di sicurezza, possono condurre a progetti che richiedono sezioni maggiori e pertanto risultare economicamente svantaggiose e di più difficile compatibilità architettonica. Si può concludere sottoponendo il fatto che qualora siano presenti irregolarità in altezza è opportuno utilizzare il metodo dell'analisi modale. Inoltre quando poi ci sono irregolarità in pianta è necessario utilizzare un modello tridimensionale. Un edificio irregolare in pianta e in altezza richiede l'utilizzo dell'analisi modale con un modello spaziale. Risulta inoltre che per edifici molto deformabili, l'analisi statica lineare risulta essere inadeguata.

6.5.3 Analisi modale elastica

È sulla base di questo approccio che è stata eseguita l'analisi della risposta dinamica dell'edificio in questione.

L'analisi modale è un metodo di valutazione convenzionale delle sollecitazioni di progetto mediante la determinazione dei modi di vibrazione della struttura considerata in campo elastico, ad ognuno dei quali è associato un coefficiente di partecipazione che, attraverso l'uso dello spettro di progetto, consente di

calcolare i valori massimi delle sollecitazioni e degli spostamenti dovute ad ognuno di essi e combinarli in modo opportuno.

La maggiore differenza con l'analisi statica equivalente è legata all'utilizzo dei modi propri di vibrazione della struttura per tenere conto, nel calcolo dei parametri di risposta, delle sue caratteristiche dinamiche.

Per poter svolgere questo tipo d'analisi è possibile definire le masse dei piani della struttura, attraverso tre approcci diversi:

- Calcolo dell'inerzia traslazionale, pari alla somma di tutte le masse assunta uguale in tutte le direzioni e dell'inerzia rotazionale (momento d'inerzia delle masse) del piano concentrata nel baricentro;
- Calcolo delle inerzie traslazionali, supposta uguale in tutte le direzioni, dei diversi elementi strutturali concentrate nei rispettivi nodi. La distribuzione delle masse concentrate nel piano tiene implicitamente conto dell'inerzia rotazionale;
- Attribuzione ad ogni elemento della massa per unità di lunghezza che gli compete, tenendo conto implicitamente sia l'inerzia traslazionale sia quella rotazionale.

L'analisi modale consente di calcolare, mediante lo spettro di progetto in termini d'accelerazione espresso in g, i vettori massimi delle forze statiche equivalenti relative ai vari modi, espressi dalla seguente relazione:

$$F_{i,elastico}^{max} = K \cdot \phi_i \cdot \gamma_i \cdot S_d(T_i) \quad [6.9]$$

O in modo equivalente espressa in termini di forze d'inerzia

$$F_{i,inerzia}^{max} = \omega_i^2 \cdot M \cdot \phi_i \cdot \gamma_i \cdot S_d(T_i) \quad [6.10]$$

Dove ω_i rappresenta la frequenza angolare del modo i-esimo, M è la matrice delle masse, ϕ_i è il vettore modo di vibrazione i-esimo, γ_i è il coefficiente di partecipazione del modo i-esimo e $S_d(T_i)$ è l'ordinata spettrale corrispondente al periodo T, del modo i-esimo letta sullo spettro di progetto.

La normativa suggerisce di considerare nell'analisi tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi tale che la massa totale partecipante risulti superiore all'85% di quella totale:

$$\sum_{i=1}^k \frac{(\phi_i^T \cdot M \cdot I)^2}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i} \geq 0,85 \sum_{i=1}^n M_i \quad [6.11]$$

Dove k è il numero di modi da considerare.

I modi di vibrazione non raggiungono simultaneamente il loro valore massimo per cui, nell'ipotesi che $T_j \leq 0,9 T_i$ con $T_j < T_i$, le singole risposte si possono considerare indipendenti tra loro e calcolare il più probabile valore massimo utilizzando una combinazione data dalla radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS), come la normativa stessa suggerisce. Pertanto il generico parametro di risposta (momento, taglio, spostamento...) è definito dalla seguente relazione:

$$E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_n^2} \quad [6.12]$$

Dove E_1 , E_2 , ecc. sono i valori del parametro di risposta dovuti rispettivamente al massimo vettore delle forze statiche equivalenti relative al primo modo F_1^{max} , al secondo modo F_2^{max} e così via.

Se i modi di vibrazione non possono essere considerati indipendenti l'uno dall'altro la normativa suggerisce di utilizzare una combinazione quadratica completa (CQC) data dalla seguente relazione:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad [6.13]$$

Dove ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j , definito opportunamente dalla normativa ed assume un valore compreso tra 0 e 1; nella relazione del suddetto coefficiente rientrano β_{ij} che è il rapporto tra le frequenze ω_i e ω_j dei due modi considerati e ξ che è il coefficiente di smorzamento e in genere assume valore uguale per tutti i modi.

6.6 Caso di studio: Modellazione edificio in Via A. Mario

Per analizzare la risposta dinamica dell'edificio, e in particolar modo i suoi modi di vibrare e i relativi periodi di vibrazione propri, è stato schematizzato un modello spaziale dell'intera struttura e della struttura separata dal giunto strutturale nei due corpi distinti, facendo ricorso a due differenti programmi di calcolo agli elementi finiti:

- SAP2000 v18.2.0
- Jasp 5.1.25

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F \quad [6.14]$$

Dove:

- K : matrice di rigidezza della struttura;
- u : vettore spostamenti nodali;
- F : vettore forze nodali.

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky. Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

L'analisi sismica è di tipo dinamica lineare (*capitolo 7.3.3.1 NTC08*) con masse concentrate sui nodi.

I modi di vibrare della struttura sono calcolati mediante soluzione dell'equazione matriciale:

$$[K - \lambda M]\psi = 0 \quad [6.15]$$

dove:

- ψ : autovettore;
- λ : autovalore;
- M : matrice delle masse;
- K : matrice delle rigidezze.

Gli spostamenti dell' i -esimo modo hanno la forma:

$$u_i(t) = \psi_i p_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad [6.16]$$

dove:

- $\omega^2 = \lambda$: autovalore;
- φ : fase;
- p : ampiezza (scalare);
- t : tempo (variabile indipendente).

La [6.16] è risolta con il metodo di interazione nel sottospazio o col metodo di Lanczos. Per la costruzione della matrice M le masse sono considerate concentrate nei nodi e sono trascurate le masse rotazionali.

Per ogni autovalore λ_i esistono infiniti autovettori ψ_i proporzionali tra loro. Nel seguito ci si riferisce alla forma ψ_i ortonormalizzata ad 1 con M , ovvero che verifica la seguente relazione:

$$\psi_i^T M \psi_i = 1 \quad [6.17]$$

La matrice diagonale M può essere scritta come:

$$M = M_x + M_y + M_z \quad [6.18]$$

dove M_x , M_y , M_z sono rispettivamente le matrici delle sole masse traslazionali lungo x , y e z .

Si definisce il vettore:

$$m_x = M_x \mu \quad [6.19]$$

dove μ è il vettore con tutti elementi 1 e lunghezza pari alla dimensione della matrice M .

Si definisce allora il fattore di partecipazione modale, lo scalare:

$$L_{ix} = \psi_i^T m_x \quad [6.20]$$

Si definisce lo scalare:

$$p_{ix} = S_x(T_i, \xi) L_{ix} / \lambda_i \quad [6.21]$$

dove: $T_i = 2\pi/\omega_i$ è il periodo del modo i , e $S_x(t_i, \xi)$ è la funzione dello spettro di progetto in accelerazione del sisma x .

Pertanto il vettore degli spostamenti massimi dovuti all'eccitazione del modo i da parte del sisma x è calcolato con:

$$u_{ix,max} = p_{ix} \psi_i \quad [6.22]$$

Infine, la quota di massa partecipante del modo i al sisma x è lo scalare:

$$s_{ix} = L_{ix}^2 / \mu^T m_x \quad [6.23]$$

dove: $\mu^T m_x$ è la somma delle masse sismiche per il sisma x .

6.6.1 Aspetti geotecnici

Si riportano, in tabella 6.6, le caratteristiche geotecniche del terreno di riferimento riportate nella Relazione Geotecnica, desunte da indagini eseguite nella zona dove sorge il fabbricato in esame.

Tabella 6.6: Parametri principali di progetto

Parametri	Formazione A	Formazione B	Formazione C
Spessore (m da p.c.)	0 ÷ 5	5 ÷ 20	> 20
Peso di volume γ_{naturale} (kN/m ³)	18	21,5	19
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	32	37	35
Modulo elastico in compressione vergine (MPa)	50	100	150

Il piano di fondazione dell'edificio con 2 piani interrati si trova a circa 8 m: le fondazioni quindi si appoggiano sulla Formazione B, i cui parametri geotecnici caratteristici sono indicati nella tabella precedente.

La falda viene assunta a profondità tale da non interferire con gli interrati e con le verifiche di capacità portante.

La fondazione, del tipo a platea, ha un'altezza variabile tra i 70 e i 100 cm ed è stata schematizzata come piastra su suolo elastico alla Winkler, mediante elementi di tipo "plate" a quattro nodi caricata con le azioni concentrate date dai pilastri e dai setti.

Il suolo elastico alla Winkler è un modello matematico del terreno adottato nel problema del calcolo delle fondazioni in cui si ipotizza una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in diversi punti.

Se le pressioni al suolo sono sufficientemente lontane da quelle che provocano la rottura del terreno, in questo caso il modello di Winkler risulta abbastanza corretto e utilizzabile nella pratica progettuale. [32]

6.6.1.1 Capacità portante

Il calcolo della capacità portante è stato condotto secondo l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \quad [6.24]$$

Dove:

- γ : peso di volume del terreno;
- M : momento risultante sulla fondazione;
- N : azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
- H : azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
- B_R : larghezza reale della fondazione;
- $e = M/N$: eccentricità del carico sulla fondazione;
- $B = B_R - 2e$: Larghezza equivalente della fondazione;
- L : lunghezza della fondazione;
- D : profondità del piano di posa della fondazione;
- α : angolo di inclinazione del piano di fondazione;
- ω : angolo di inclinazione del piano campagna;
- q' : sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
- c' : coesione;
- ϕ' : angolo di attrito;

- q_{LIM} : portata limite unitaria.

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_{\phi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}) \quad [6.25]$$

$$N_Q = N_{\phi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \Phi'} \quad [6.26]$$

$$N_c = \frac{(N_Q - 1)}{\tan \Phi'} \quad [6.27]$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_Q + 1) \cdot \tan \Phi' \quad [6.28]$$

I coefficienti s_{γ} , s_q , s_c sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_{\gamma} = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \quad [6.29]$$

$$s_q = s_{\gamma} \quad [6.30]$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \quad [6.31]$$

I coefficienti i_{γ} , i_q , i_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotan \Phi'} \right]^{(m+1)} \quad [6.32]$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotan \Phi'} \right]^m \quad [6.33]$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad [6.34]$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \Phi'} \quad [6.35]$$

I coefficienti b_{γ} , b_q , b_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione:

$$b_{\gamma} = (1 - \alpha \cdot \tan \Phi')^2 \quad [6.36]$$

$$b_q = b_{\gamma} \quad [6.37]$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \Phi'} \quad [6.38]$$

I coefficienti g_{γ} , g_q , g_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_{\gamma} = (1 - \tan \omega)^2 \quad [6.39]$$

$$g_q = g_{\gamma} \quad [6.40]$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \Phi'} \quad [6.41]$$

I coefficienti d_q , d_c sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \Phi' \cdot (1 - \sin \Phi')^2 \quad [6.42] \quad \text{per } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \Phi' \cdot (1 - \sin \Phi')^2 \cdot \cotan \left(\frac{D}{B} \right) \quad [6.43] \quad \text{per } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \Phi'} \quad [6.44]$$

Per il caso di studio, avendo analizzato tutti gli aspetti da tenere in considerazione e schematizzando l'impronta della fondazione come una maglia fittizia di pilastri 6 x 6 m, la formula [6.24] può essere semplificata come segue:

$$q_{lim} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma = 3971,40 \text{ kN/m}^2 \quad [6.45]$$

Dove:

- $c N_c$: fattore di coesione, dipendente da ϕ' = 0;
- $q N_q$: fattore di sovraccarico, dipendente da ϕ' = 0;
- ϕ' : angolo di attrito = 37° ;
- γ : peso di volume del terreno = 20 kN/m^3 ;
- B : larghezza fittizia dell'impronta di fondazione = 6 m;
- N_γ : fattore influenzato dal peso di volume del terreno = 66,19.

Ora utilizzando l'approccio 2 delle NTC 2008 si determina:

$$q_{RD} = \frac{q_{lim}}{f} = 1726,70 \text{ kN/m}^2 \quad [6.46]$$

Dove:

- f : fattore di riduzione di sicurezza = 2,3.

6.6.1.2 Costante elastica

L'analisi è stata condotta utilizzando un valore di costante di sottofondo pari a $K_w = 28000 \text{ kN/m}^3$. La costante di sottofondo rappresenta una forza esercitata sul suolo elastico alla Winkler, su un'area unitaria che provoca l'abbassamento unitario.

Concettualmente, la relazione principale che schematizza le molle al di sotto di una fondazione è la seguente:

$$k = \frac{q}{s} \quad [6.47]$$

Dove:

- q : pressione del terreno [kN/m^2];
- s : cedimento conseguente del terreno [m].

Ci sono diversi metodi riconosciuti da più testi che possono valutare in funzione delle condizioni al contorno il valore della costante elastica; nel caso in esame verrà utilizzato quello proposto da Bowles.

Se sono noti i livelli di pressione agenti sul terreno, e non si discostano durante la vita utile dell'Opera (caso abbastanza raro), è praticabile la strada che prevede la stima della costante elastica attraverso la formula suddetta.

Metodo di Bowles (1988)

Il calcolo della costante (k_s) è stato condotto applicando il procedimento di Bowles (1988) per fondazioni superficiali: tale teoria utilizza le seguenti relazioni:

$$k_s = \frac{q}{\Delta H} \quad [6.48]$$

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F} \quad [6.49]$$

Dove:

- q : carico agente sul terreno;
- ΔH : cedimento al di sotto del piano fondazione;
- E_s : modulo elastico del terreno di fondazione;
- B' : minima dimensione della fondazione di riferimento;
- μ : coefficiente di Poisson del terreno di fondazione.

Si calcolano in particolare due valori per ogni caso analizzato corrispondenti al centro della fondazione e allo spigolo, effettuando infine una media dei valori calcolati. Per il calcolo in corrispondenza del centro occorre dividere la fondazione rettangolare in 4 elementi ancora rettangolari uguali tra di essi secondo la teoria di Newmark sommando quindi i contributi del denominatore della formula suddetta di ciascun elemento; in questo caso, inoltre il termine B' è pari alla metà della base totale B . Per il calcolo della costante in corrispondenza dello spigolo si ha un solo termine in cui B' è pari alla larghezza totale della fondazione B . Il procedimento appena citato, come già riferito, si basa sulla distribuzione degli incrementi di sforzo nel terreno di Boussinesq che è esplicitata in forma semplice dall'equazione di Newmark applicabile su uno spigolo di un'area rettangolare: da ciò deriva la necessità di discretizzare l'area di partenza in 4 rettangoli al fine di individuare lo stato di sforzi e di cedimenti al centro della stessa. Si effettua la somma al denominatore in quanto è necessario sommare i cedimenti dovuti a ciascun elemento che nell'equazione della costante compaiono appunto al denominatore.

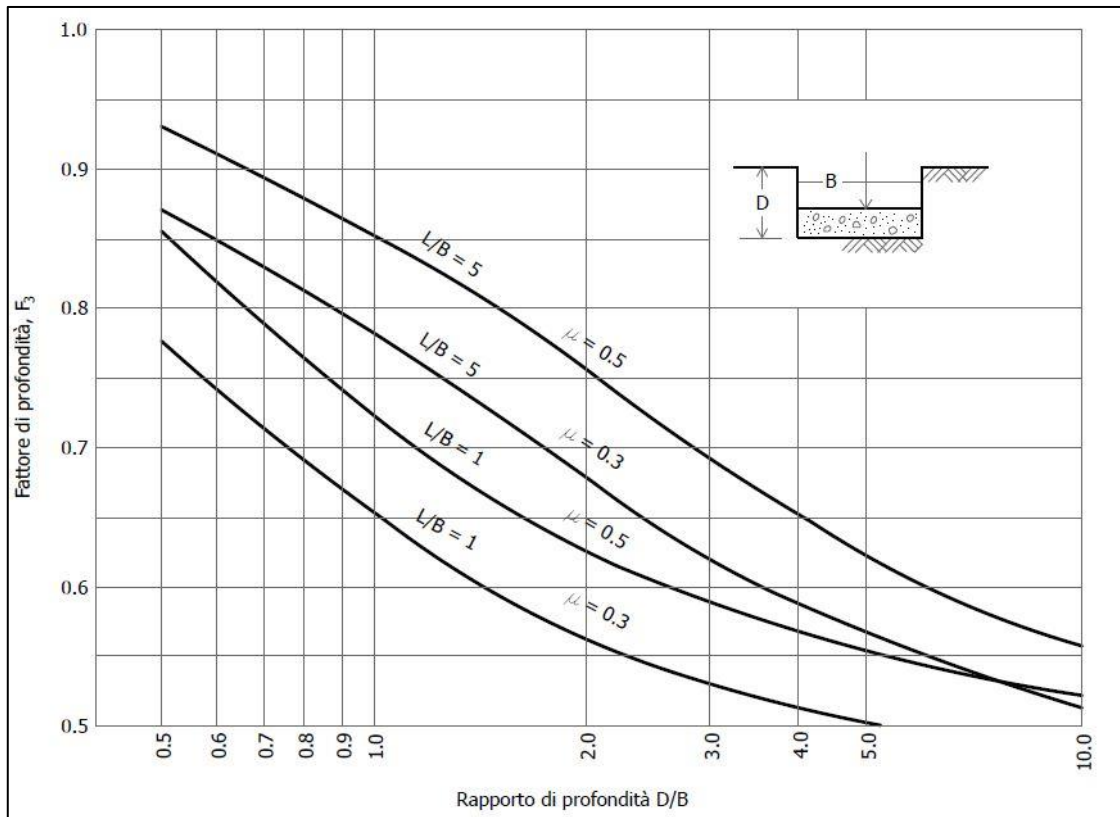
Il valore del coefficiente di influenza I_s è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2 \quad [6.50]$$

Dove:

- I_1 e I_2 : coefficienti dipendenti dai rapporti L/B e H/B' ;
- H : altezza dello strato compressibile, pari generalmente a 3-5 volte la base di una fondazione;
- B' : parametro dipendente dal punto al di sotto della fondazione in cui si vuole calcolare la costante elastica;
- L : sviluppo longitudinale della fondazione.

Il valore del coefficiente di influenza I_F è stato estrapolato dal diagramma riportato di seguito.

Figura 6.17: Grafico per la determinazione del coefficiente d'influenza I_F

I valori medi, utilizzati nei calcoli strutturali, è stata effettuata nel seguente metodo considerando la costante al centro in misura maggiore rispetto a quella sullo spigolo secondo una media pesata suggerita dall'Autore.

$$k_{s-media} = \frac{4k_{s-centro} + k_{s-spigolo}}{5} \quad [6.51]$$

Nel caso di studio si ha:

- Platea di fondazione di dimensioni: $B \times L = 34 \times 54$ m;
- Approfondimento: $D = 8$ m

Il modulo elastico in scarico ricarico viene assunto pari a 3 volte il modulo elastico in compressione vergine $E = 300$ MPa.

Tabella 6.7: Calcolo del valore della costante elastica relativa al caso di studio

Caso	D [m]	L [m]	B' [m]	D/B	L/B	H/B'	I ₁	I ₂	I _S	I _F	k _s [kN/m ³]
Centro	8	54	17	0,24	1,59	1,76	0,285	0,064	0,322	0,8	18845
Spigolo			34			0,88	0,142	0,083	0,189	0,8	63983
media											27873

Nel caso in esame si assume un valore medio della costante elastica di circa 28.000 kN/m³ (tabella 6.7): come da buona prassi, i calcoli vengono eseguiti assumendo una variabilità della costante elastica del 20% in aumento e in diminuzione.

Ora partendo dalla formula della costante elastica, assunto un cedimento massimo pari a $s = 0,008 \text{ m}$, è possibile ottenere:

$$q = s \cdot k_s = 0,008 \text{ m} \cdot 28000 \text{ kN/m}^3 = 224 \text{ kN/m}^2 \quad [6.52]$$

Dunque:

$$q < q_{RD} \quad \text{VERIFICATO} \quad [6.53]$$

6.6.2 Ipotesi di calcolo

In questo capitolo vengono definite, spiegate e motivate alcune scelte effettuate per definire l'elaborazione del modello.

In particolar modo si definiscono due aspetti cruciali della modellazione: la *Box Type Foundation*, la quale ha permesso di analizzare il comportamento della sola sovrastruttura fuori-terra, semplificando il modello dell'interrato, e la *schematizzazione del solaio a membrana*, schematizzazione necessaria per la definizione del comportamento membranale dei solai altrimenti ignorato dall'analisi effettuata da SAP2000 riguardo l'influenza degli stessi nel comportamento vibrazionale del manufatto (diversamente avviene per il programma Jasp, il quale già schematizza gli elementi solaio con l'effetto irrigidente garantito dalla presenza di due bielle incrociate).

6.6.2.1 Box Type Foundation

Avendo analizzato gli aspetti geotecnici e riscontrato un terreno di buona fattura è stata possibile applicare la semplificazione conseguente alla schematizzazione dell'interrato come una *Box Type Foundation*.

Una *Box Type Foundation* [33] è un tipo di struttura di fondazione con i muri perimetrali o interni in c.a. considerati ad essa appartenenti; essa è descritta nel punto 5.8.1(5) dell'Eurocodice 8 come segue:

I basamenti scatolari di strutture dissipative comprendono:

1. una soletta di calcestruzzo che agisce come un diaframma rigido a livello del tetto del piano interrato;
2. una piastra di fondazione o un grigliato di travi di collegamento o di travi di fondazione a livello della fondazione;
3. muri di fondazione perimetrali e/o interni, progettati in conformità a (2)P del presente punto, le colonne e le travi (incluse quelle del tetto del piano interrato) sono attese rimanere elastiche sotto la situazione sismica di progetto e possono essere progettate in conformità al punto 5.3.2(1)P. Si raccomanda che le pareti di taglio siano progettate per sviluppare cerniere plastiche a livello della soletta del piano interrato.

Viene dato per implicito ma è bene aggiungere altri 2 punti idonei a garantire il comportamento a BTF:

4. strutture isolate che proseguono nell'interrato (es. pilastri), dovranno essere adeguatamente collegate a livello di fondazione (ad es. un plinto sotto ad un pilastro dovrà essere collegato alla fondazione con cordoli nelle due direzioni);
5. le aperture nei muri perimetrali o interni dovranno essere molto limitate per evitare una eccessiva deformabilità e togliere rigidità alla scatola.

Il BTF tende a comportarsi come un corpo rigido, con due effetti benefici a livello della sovrastruttura:

- impone rotazione identica nelle zone di attacco della sovrastruttura (ad. es. base dei pilastri che spiccano dai muri);
- tende a filtrare gli effetti dell'azione sismica, trasferiti all' elevazione, attenuando la possibilità di distribuzione impreviste o imprevedibili.

Si consideri, per fissare le idee, un telaio nel piano (figura 6.18 a sinistra), di dimensioni usuali e caricato come per un edificio di civile abitazione, sottoposto ad analisi dinamica modale, messo a confronto con un telaio identico (figura 6.18 a destra) dotato, al di sotto dello 0 sismico, di un usuale muro in c.a. da interrato.

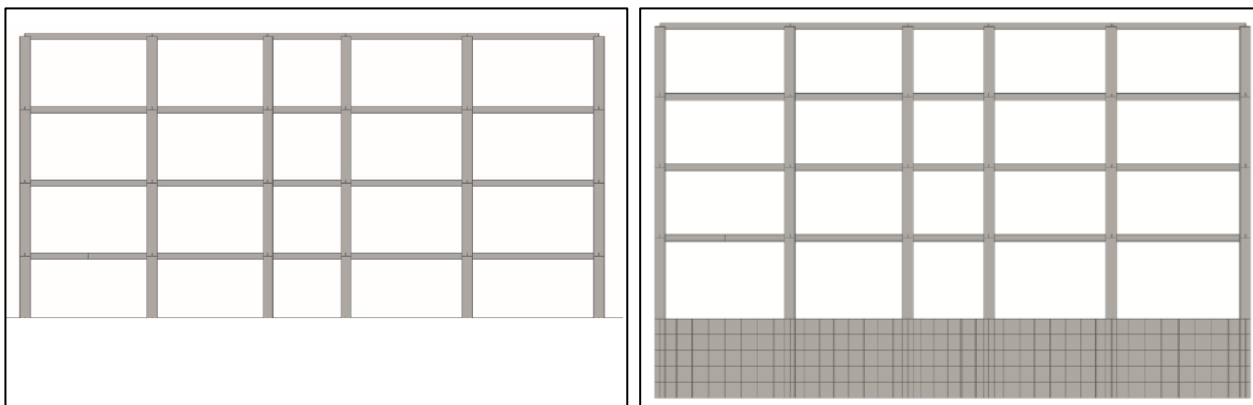


Figura 6.18: A sinistra: Telaio di dimensioni usuali e caricato come per un edificio di civile abitazione. A destra: telaio identico dotato, al di sotto dello 0 sismico, di un usuale muro in c.a. da interrato

Si riportano nelle figure 6.19 – 6.20 – 6.21 rispettivamente le deformate modali del 1°, 2°, 3° modo di vibrare di entrambi i telai a confronto.

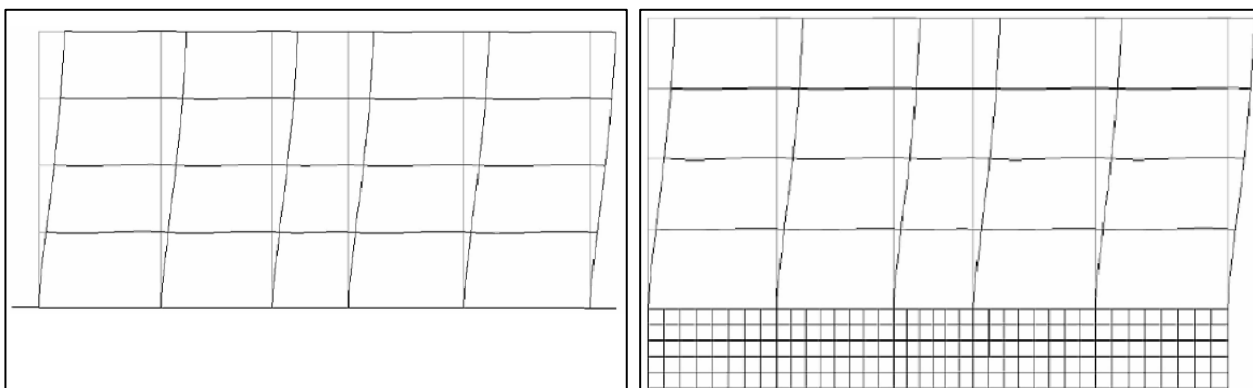


Figura 6.19: A sinistra: Primo modo di vibrare del telaio tipo di un edificio usuale di civile abitazione. A destra: Primo modo di vibrare del telaio identico dotato, al di sotto dello 0 sismico, di un usuale muro in c.a. da interrato

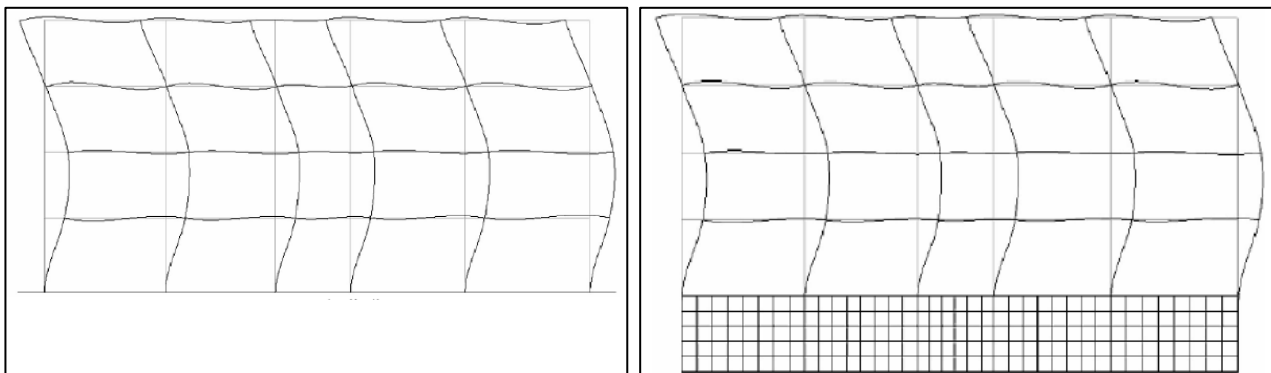


Figura 6.20: A sinistra: Secondo modo di vibrare del telaio tipo di un edificio usuale di civile abitazione. A destra: Secondo modo di vibrare del telaio identico dotato, al di sotto dello 0 sismico, di un usuale muro in c.a. da interrato

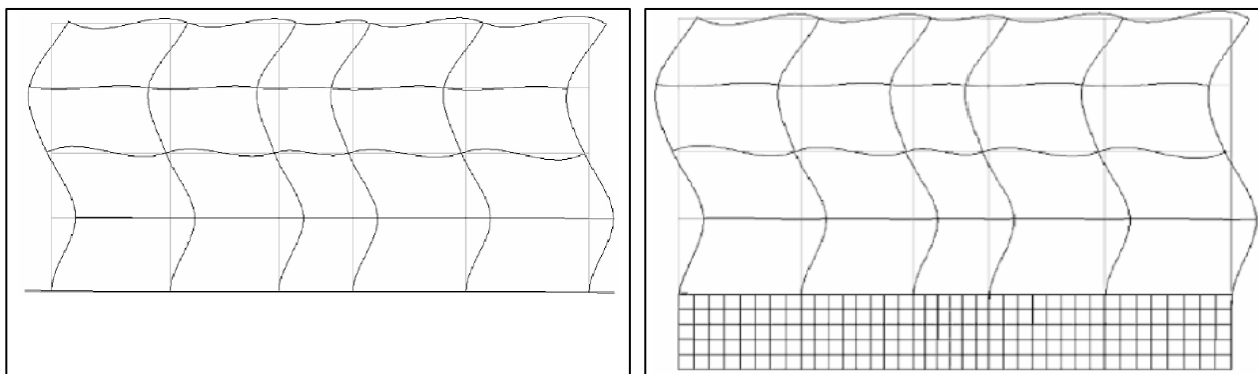


Figura 6.21: A sinistra: Terzo modo di vibrare del telaio tipo di un edificio usuale di civile abitazione. A destra: Terzo modo di vibrare del telaio identico dotato, al di sotto dello 0 sismico, di un usuale muro in c.a. da interrato

Si può constatare che le deformate modali più significative (quelle che coinvolgono, nella rispettiva analisi, una gran parte della massa modale), si presentano uguali di forma e nella stessa sequenza. Occorre solo osservare che se nel primo caso con soli tre modi di vibrare si attiva di solito quasi il 100% della massa (es. 99%), nel secondo caso con lo stesso numero di modi si attiva una percentuale più bassa (es. 70%); pertanto a causa dello squilibrio di rigidezza occorre attivare un numero molto più elevato di modi per giungere ad almeno un 85%-90%. Anche gli spostamenti nei due sistemi (misurati all'ultimo impalcato) si presentano molto simili. Si può concludere che la sovrastruttura che poggia su una struttura di elevata rigidezza riproduce la stessa risposta dinamica che la struttura presenterebbe se fosse considerata isolata su appoggi fissi.

Questo fa sì che la risposta dinamica della sovrastruttura possa essere considerata come quella che si avrebbe considerandola isolata.

Pertanto il BTF, nei termini sopra precisati, non va di regola considerato nella verifica di regolarità; nel senso che la variazione di rigidezza (che si verifica ad esempio passando da muri interrati a struttura intelaiata) non è di regola pertinente ai fini di tale valutazione.

I muri del BTF esplicano una funzione ben definita, sopra delineata, che non va confusa con quella dei muri di elevazione fuori terra. Quest' ultimi, sviluppandosi in parallelo alle strutture di elevazione, ne influenzano la risposta dinamica globale fuori terra e pertanto loro variazioni di rigidezza (al limite interruzione ad un certo livello fuori terra), andrebbero sì computate per verificare la regolarità in altezza.

I muri di un BTF correttamente progettato, interrompendosi a livello zero, fanno sì che non sviluppandosi in parallelo alle strutture di elevazione, non ne alterino generalmente la risposta dinamica globale.

L'interruzione a livello zero, in corrispondenza dell'interfaccia terreno-fondazione, tende a trasferire all'elevazione, con attenuazione di incertezze distributive, l'azione sismica che si genera all' interfaccia.

L'elevazione, a sua volta in virtù dell'elevata rigidezza della scatola sui cui poggia, risponderà con un comportamento strutturale (leggasi fattore) fedele a quello che la caratterizza come struttura considerata isolata.

L'unico accorgimento, di cui va tenuto conto in fase di progettazione per mantenere valida questa ipotesi, è che è necessario progettare l'intero contenuto della scatola di fondazione deve essere progettato per rimanere in campo elastico sotto l'azione sismica, come espresso nel punto 5.2.3.3 dell'Eurocodice 8: meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi di collasso indesiderati (per esempio la concentrazione di cerniere plastiche nelle colonne di un singolo piano di un edificio multipiano, la rottura a taglio di elementi strutturali, il collasso di collegamenti trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni o di un qualsiasi

elemento che sarebbe dovuto restare elastico) devono essere evitati, definendo gli effetti delle azioni di progetto in particolari zone, mediante condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione delle cerniere plastiche e della relativa sovraresistenza nelle zone adiacenti.

Quest'ultimo punto collima con la richiesta delle NTC al punto 7.2.1: gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante. Il 7.2.5 NTC precisa inoltre che: per le strutture progettate sia per CD "A", sia per CD "B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un R_d pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Sulla base delle ipotesi espresse nel paragrafo e sulla base dell'effettiva costituzione dell'interrato proprio del manufatto considerato nell'esercitazione, si è ritenuto opportuno considerare l'interrato dell'edificio come una *Box Type Foundation*, con le relative implicazioni sopra citate.

6.6.2.2 Schematizzazione solaio a membrana

Per il metodo FEM, per tener conto dell'effetto irrigidente garantito dai solai in laterocemento, essi possono essere schematizzati utilizzando una membrana (schematizzazione adottata nella modellazione attraverso SAP2000), oppure due bielle incrociate formanti una croce di sant'Andrea (schematizzazione adottata autonomamente nella modellazione attraverso Jasp).

Entrambe dovranno possedere determinate caratteristiche a seconda della geometria del solaio da schematizzare. [34]

Membrana. Per schematizzare un solaio come una membrana è necessario:

1. Definire dell'area del solaio (A_{sol}):

$$A_{sol} = l \cdot h \quad [m^2] \quad [6.54]$$

2. Calcolare il volume omogeneizzato del solaio (V_{sol}):

$$V_{sol} = (l \cdot h \cdot s) + [(l \cdot h \cdot s) \cdot \%_{arm.solaio}] \cdot n \quad [m^3] \quad [6.55]$$

3. Stimare lo spessore dell'elemento membrana attraverso l'uguaglianza del volume omogeneizzato:

$$s_m = \frac{V_{sol}}{A_{sol}} \quad [m] \quad [6.56]$$

Dove:

- l, h : dimensioni in pianta del solaio [m]
- s : spessore del solaio [m]
- $\%_{arm.solaio}$: percentuale di armatura del solaio
- n : coefficiente di omogeneizzazione

Bielle a croce di S. Andrea. Per schematizzare un solaio mediante l'incrocio di due bielle è necessario:

1. Calcolare la rigidezza elastica laterale del solaio:

$$K_s = \frac{1}{\frac{L_s^3}{12 E_c J} + \frac{L_s}{A_s G_c}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad [6.57]$$

2. Definire l'area della biella equivalente:

$$A_b = \frac{K_s L_b}{E_c} \quad [\text{m}^2] \quad [6.58]$$

Dove:

- L_s : lunghezza del solaio
- J : momento d'inerzia della sezione rettangolare di solaio in sezione
- A_s : area del solaio in sezione
- E_c : modulo di elasticità longitudinale del calcestruzzo
- G_c : modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo
- L_b : lunghezza della diagonale del solaio

Di seguito viene riportato l'esempio di calcolo utilizzato per il caso di studio al fine di determinare lo spessore equivalente dell'elemento membrana (metodo designato per la modellazione attraverso SAP2000).

I dati di base degli elementi costituenti il manufatto, in riferimento alle formule sopra espresse, sono i seguenti:

- $l = 3,23 \text{ m}$
- $h = 1,98 \text{ m}$
- $s = 0,26 \text{ m}$
- $\%_{\text{arm.solaio}} = 1\%$
- $n = 7$

$$A_{sol} = 3,23 \cdot 1,98 = 6,3954 \text{ m}^2$$

$$V_{sol} = (3,23 \cdot 1,98 \cdot 0,26) + [(3,23 \cdot 1,98 \cdot 0,26) \cdot 0,01] \cdot 7 = 1,7792 \text{ m}^3$$

$$s_m = \frac{1,7792}{6,3954} = 0,2782 \text{ m}$$

Pertanto s_m risulterà essere lo spessore dell'elemento "Membrane" tipo per la realizzazione della modellazione attraverso SAP2000; la variazione delle dimensioni in pianta del solaio non influisce sulla altezza equivalente della membrana, pertanto questo valore di spessore viene adottato per tutti gli elementi a solaio in laterocemento presenti nel manufatto.

6.6.2.3 Ipotesi di calcolo struttura Jasp 5.1.25

La struttura è interamente in calcestruzzo armato, a telaio spaziale con solai in laterocemento. Lo scheletro portante è costituito dai seguenti elementi strutturali:

- Pilastro: Elemento con una dimensione prevalente, in genere posizionato verticalmente tra due piani differenti e sottoposto a pressoflessione deviata e taglio biassiale;
- Trave: Elemento con una dimensione prevalente, in genere posizionato orizzontalmente ed appartenente ad un solo piano e sottoposto a flessione semplice e taglio;
- Biella: Elemento con una dimensione prevalente incernierato all'estremità, sottoposto a sforzo normale ed eventualmente a flessione e taglio dovuti al peso proprio, utilizzato per simulare il comportamento dei tamponamenti esterni;

- Solaio controventato: Solaio la cui rigidezza membranale è modellata con bielle o con nodo master, utilizzato per i solai in laterocemento;
- Parete: Elemento bidimensionale verticale modellata con shell, utilizzato per le pareti dei vani scale e ascensori di controvento (elemento dotato di rigidezza nel piano e rigidezza rotazionale lungo la direzione verticale);
- Piastra: Elemento bidimensionale orizzontale o inclinato modellata con shell, utilizzato per le solette piene in c.a.;
- Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido, usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi.

Ogni nodo è in grado di subire tre spostamenti e tre rotazioni salvo i nodi in corrispondenza dei vincoli a terra, che sono stati assunti come incastri. Un'altra semplificazione che è stata adottata è stata quella di analizzare l'edificio privo di interrato. Queste due scelte sono motivate in quanto l'interrato può essere assunto come un "Box Type Foundation" (come espresso al capitolo 6.6.1).

Si riporta nel seguito una rappresentazione del modello tridimensionale F.E.M. nelle figure 6.22 - 6.23:

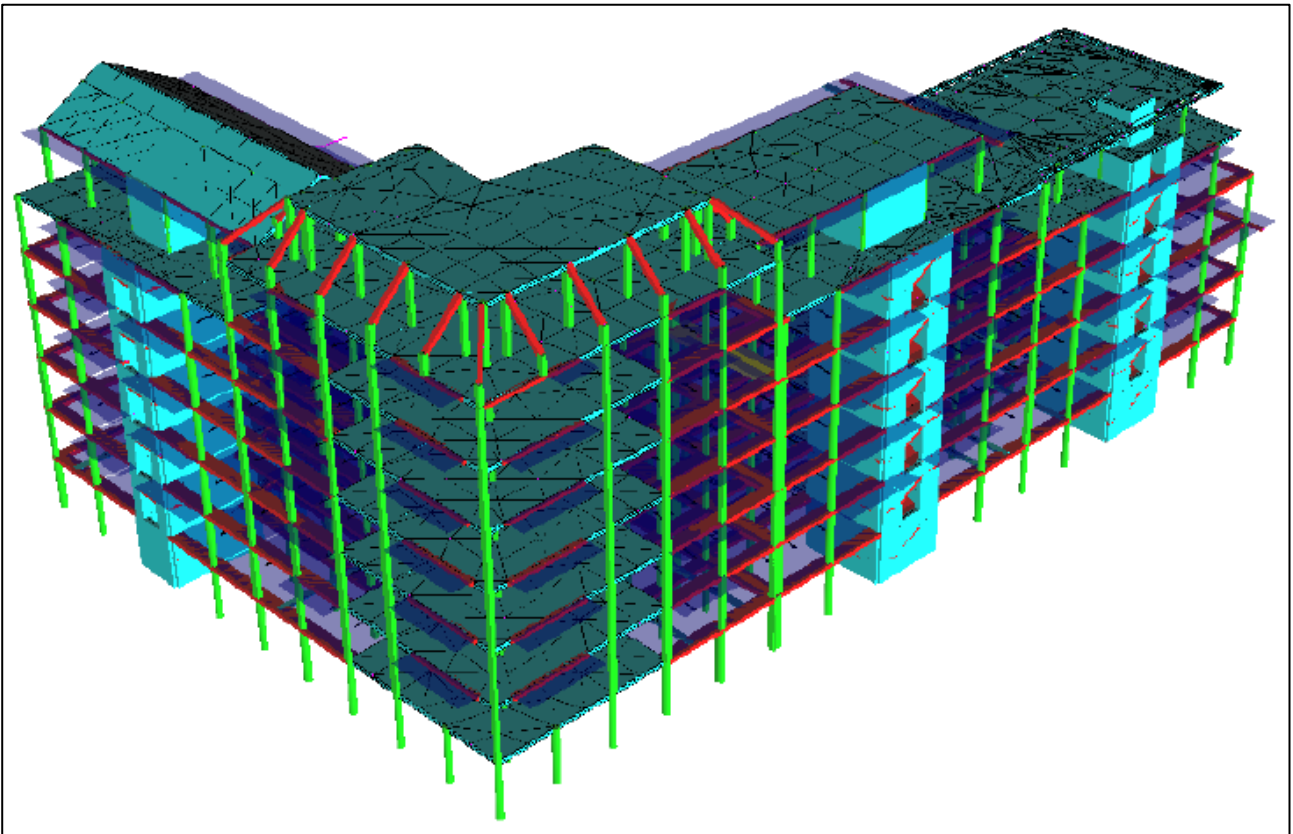


Figura 6.22: Modello F.E.M. dell'intero complesso residenziale, vista Nord (Jasp 5.1.25)

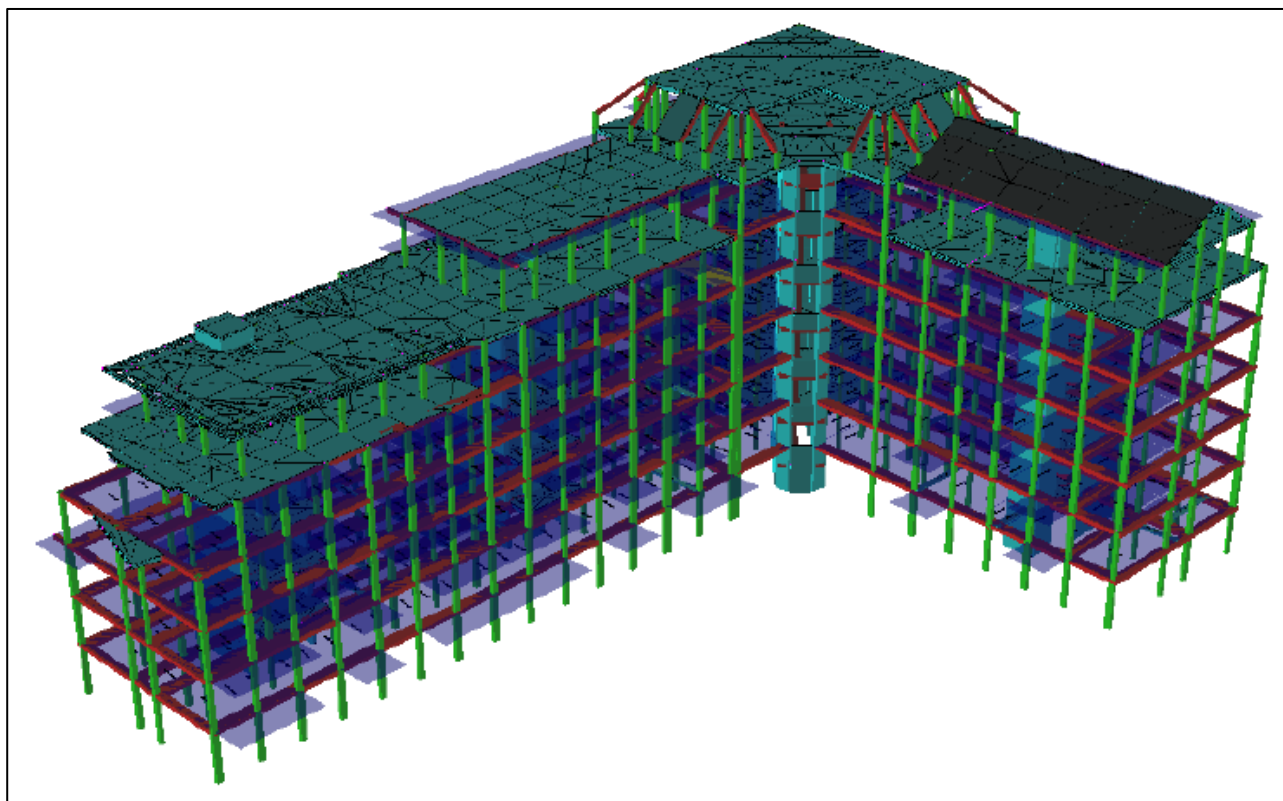


Figura 6.23: Modello F.E.M. dell'intero complesso residenziale, vista Sud (Jasp 5.1.25)

6.6.2.4 Ipotesi di calcolo struttura SAP2000 v18.2.0

La struttura è interamente in calcestruzzo armato, a telaio spaziale con solai in laterocemento. Lo scheletro portante è costituito dai seguenti elementi strutturali:

- “Beam”: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio, utilizzato per le travi e i pilastri in c.a.;
- “Beam” con momenti flettenti rilasciati ad entrambe le estremità e momento torcente ad una sola estremità: Elemento con una dimensione prevalente incernierato all'estremità, sottoposto a sforzo normale ed eventualmente a flessione e taglio dovuti al peso proprio, utilizzato per simulare il comportamento dei tamponamenti esterni;
- “Shell Membrane”: Solaio la cui rigidezza membranale è stata opportunamente calcolata, utilizzato per i solai in laterocemento;
- “Shell”: Elemento bidimensionale verticale, utilizzato per le pareti dei vani scale e ascensori di controvento (elemento dotato di rigidezza nel piano e rigidezza rotazionale lungo la direzione verticale);
- “Shell Plate”: Elemento bidimensionale orizzontale o inclinato, utilizzato per le solette piene in c.a.;
- “Rigel”: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido, usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi.

Ogni nodo è in grado di subire tre spostamenti e tre rotazioni salvo i nodi in corrispondenza dei vincoli a terra, che sono stati assunti come incastri per le motivazioni spiegate al paragrafo precedente (6.6.2.1).

Si riporta nel seguito una rappresentazione del modello tridimensionale F.E.M. nelle figure 6.24 - 6.25:

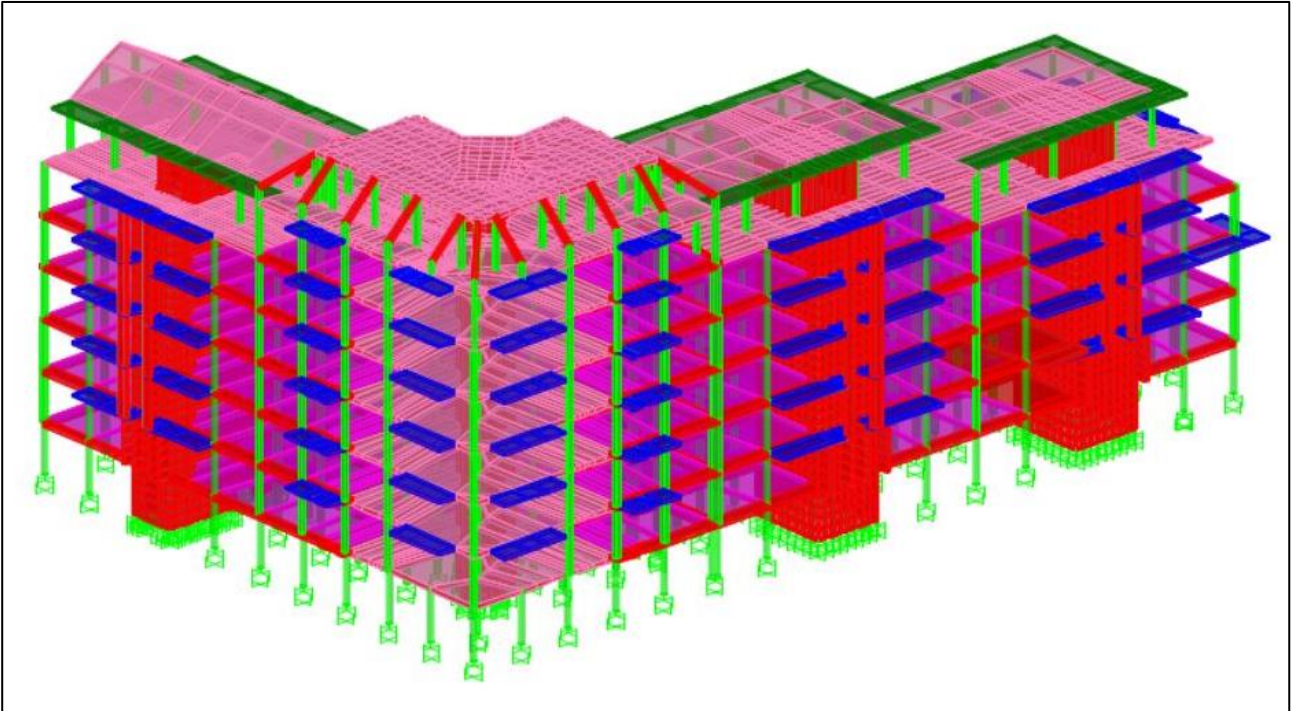


Figura 6.24: Modello F.E.M. dell'intero complesso residenziale, vista Nord (SAP2000 v18.2.0)

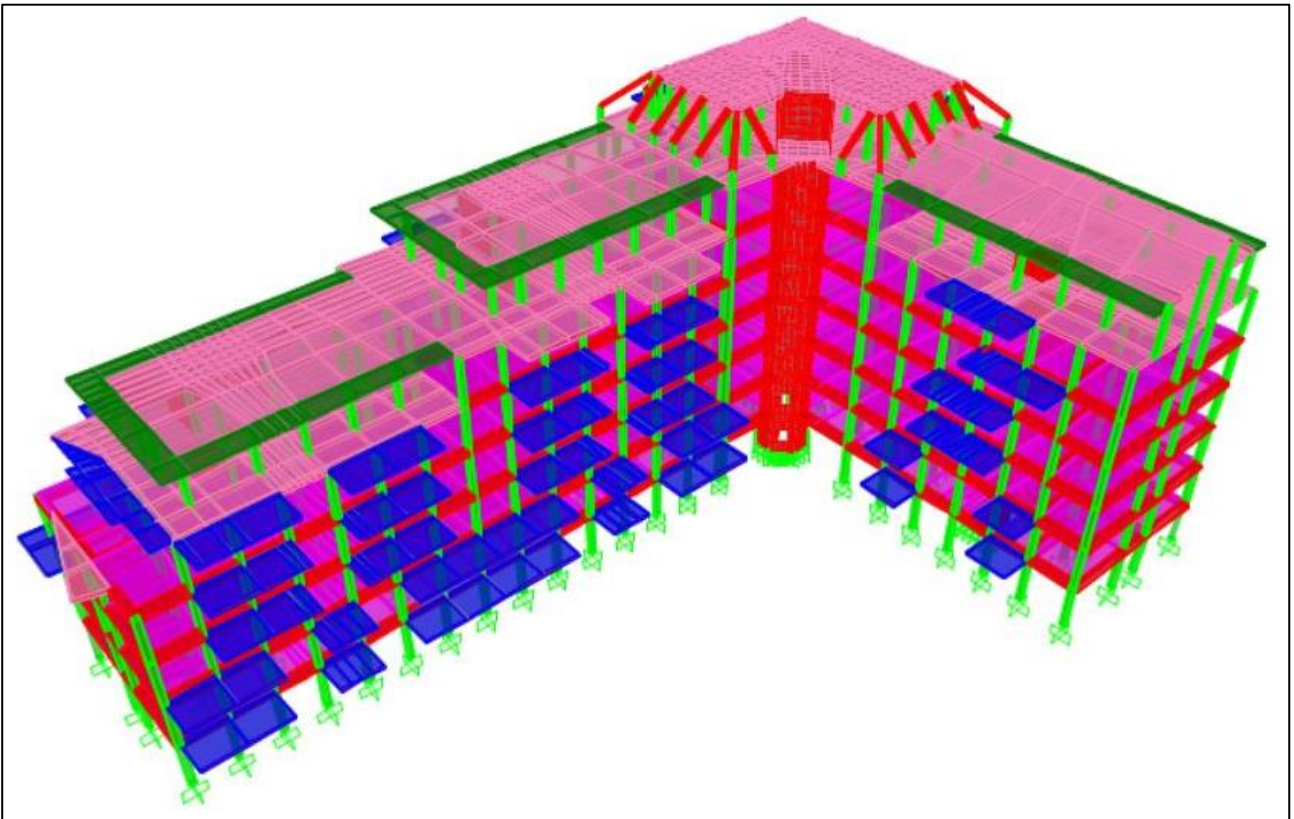


Figura 6.25: Modello F.E.M. dell'intero complesso residenziale, vista Sud (SAP2000 v18.2.0)

6.6.3 Risultati a confronto modellazione Jasp e SAP2000

In questo paragrafo vengono riportati a confronto i dati ottenuti dalla modellazione con i programmi Jasp 5.1.25 e SAP2000 v18.2.0 per l'edificio intero privo di giunto e per i due corpi separati AB e CD, come definiti nei capitoli precedenti. Per semplicità e comodità vengono riportati i soli modi di vibrare più

significativi fino al terzo. Mentre le tabelle con i relativi modi di vibrare fino alla percentuale di massa partecipante minima imposta da normativa sono riportate negli allegati D.1 – D.15 e E.1 – E.15.

Innanzitutto, si riporta una tabella riepilogativa dei periodi relativi ai picchi di frequenza rilevati mediante l'esecuzione delle prove tromografiche, utile per la realizzazione dei confronti successivi.

Tabella 6.8: Periodi relativi ai picchi di frequenza rilevati dai grafici H/V nel dominio delle frequenze dei 2 corpi dell'edificio esaminati nelle due direzioni fondamentali, già opportunamente corretti mediante il coefficiente di 0,85; in grassetto sono evidenziati i periodi relativi ai picchi di frequenza con maggior rapporto H/V rilevato

Posizione strumento	Direzione	Periodi relativi ai picchi di frequenza rilevati dai grafici H/V [s]				
Corpo AB	x	0,55	0,47	0,38	0,34	0,19
	y	0,58	0,43	-	0,34	0,14
Corpo CD	x	-	0,42	0,37	0,34	0,18
	y	0,46	0,41	0,34	0,32	0,15

Le prime tabelle proposte riguardano il caso di studio riguardante l'edificio intero privo di giunto (tabelle 6.9 - 6.10), come visibile nelle figure 6.22, 6.23, 6.24 e 6.25 del paragrafo precedente. Inoltre vengono proposte le immagini relative alle deformate dei primi modi di vibrare (figura 6.26, 6.27 e 6.28).

Tabella 6.9: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'edificio completo, calcolata col programma Jasp 5.1.25

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.424s x6% y47% z0%	0.42416	5.6927	47.437	0.0021622	8.3444	0.28337	16.653	Si	Si	0	4.1138 E-11
2	0.343s x62% y5% z0%	0.34305	62.1	5.3343	0.0011542	1.0618	3.5518	0.45485	Si	Si	0	3.2545 E-11
3	0.281s x1% y14% z0%	0.28074	0.82855	14.184	0.0097158	0.26557	0.0057092	49.627	Si	Si	0	1.7971 E-11

Tabella 6.10: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'edificio completo, calcolata col programma SAP2000 v18.2.0

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.419934	0.04318	0.47591	1.64E-05	0.09143	0.00201	0.17966
MODAL	Mode	2	0.351631	0.6334	0.01057	3.898E-06	0.00546	0.0378	0.05365
MODAL	Mode	3	0.264878	0.01944	0.20177	0.00017	0.00744	0.00268	0.45676

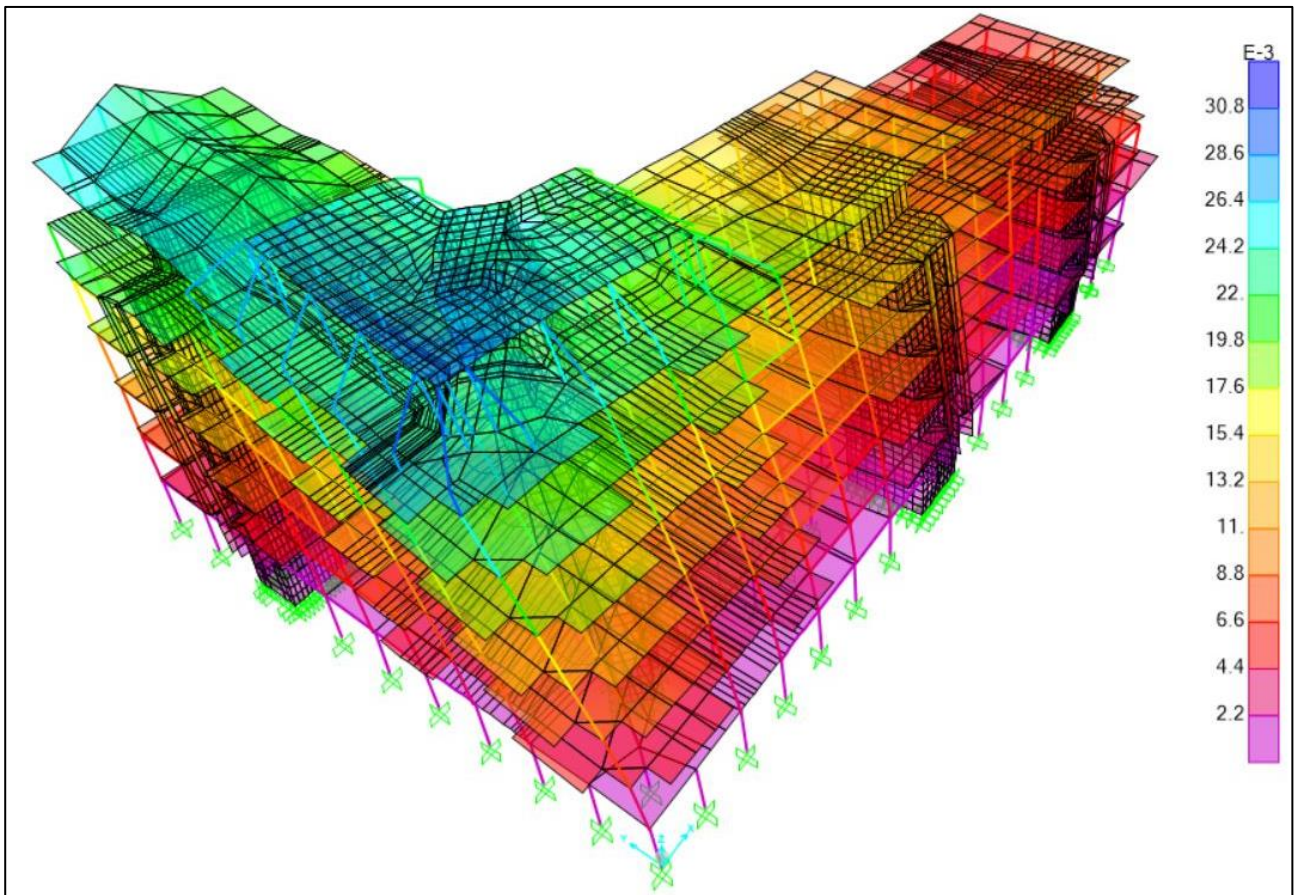


Figura 6.26: Deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare dell'edificio completo

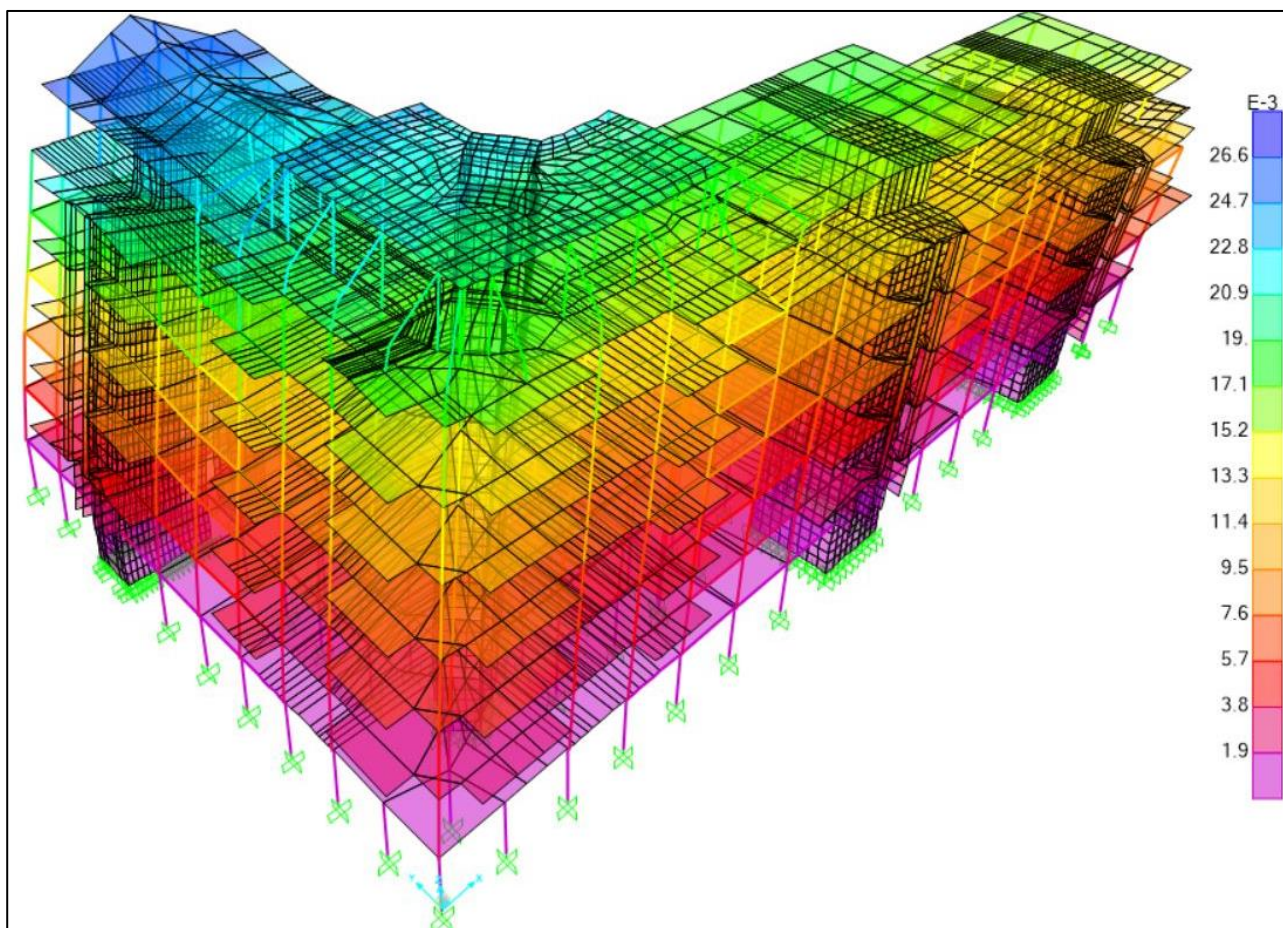


Figura 6.27: Deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare dell'edificio completo

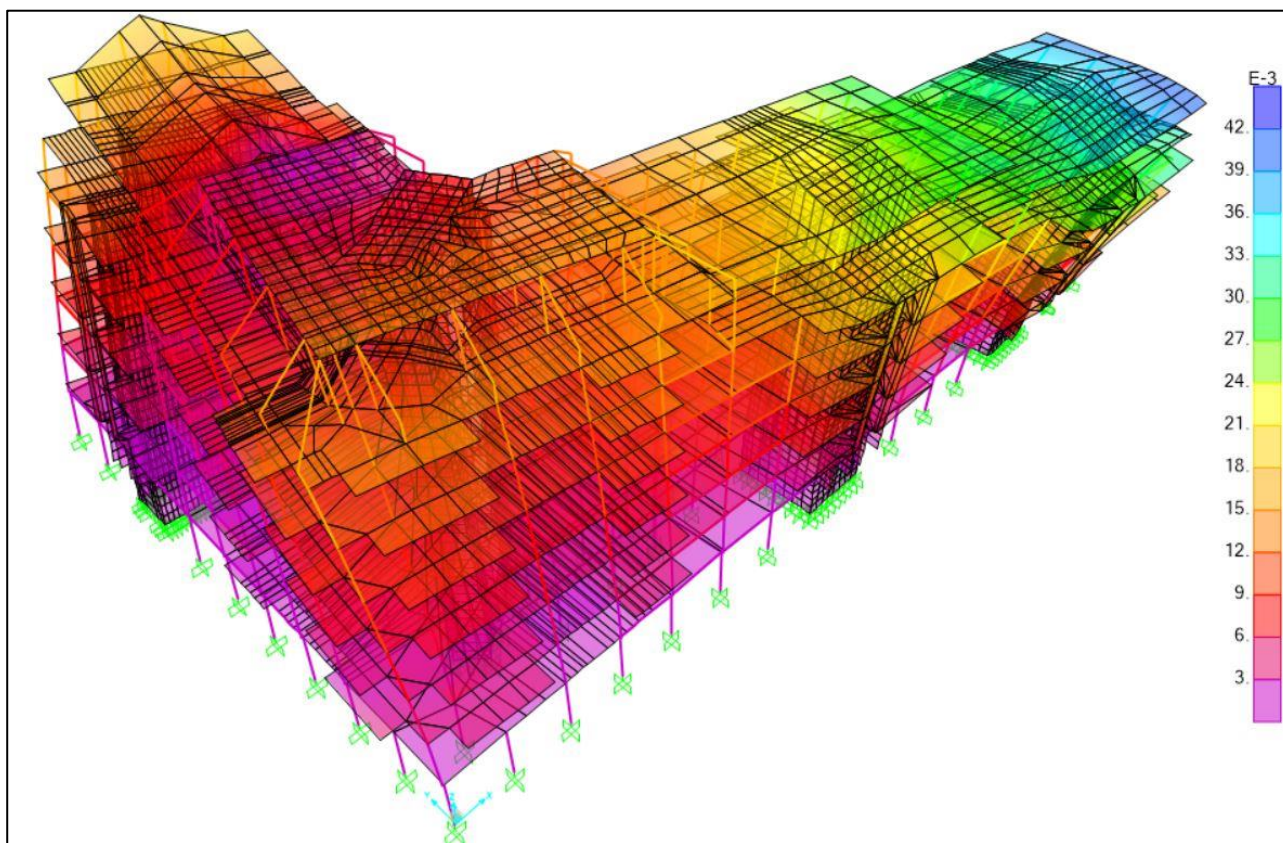


Figura 6.28: Deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare dell'edificio completo

Le forme modali principali dell'intero edificio, studiato come sola struttura intelaiata "nuda", ossia priva delle componenti irrigidenti garantite dalle tamponature esterne, sono:

- Una prima forma traslazionale in direzione y, con periodo di circa $T = 0,42$ s;
- Una seconda forma traslazionale in direzione x, con periodo di circa $T = 0,35$ s;
- Una terza forma rotazionale in z, con periodo di circa $T = 0,27$ s.

Se confrontiamo questi risultati con quelli rilevati attraverso le prove tromografiche, si nota come le prime due forme modali possano essere confrontate con valori ricorrenti di periodo che compaiono per entrambi i corpi dell'edificio, riferiti a periodi di 0,43 – 041 secondi in direzione y e 0,34 secondi in direzione x. Questo confronto risulterà più accurato una volta affinata la modellazione.

Di seguito vengono, invece, presentati i risultati relativi ai due corpi AB e CD separati. Si inizi considerando il corpo AB (figura 6.29), i cui valori di riferimento sono riportati nelle tabelle 6.11 - 6.12. Inoltre vengono proposte le immagini relative alle deformate dei primi modi di vibrare (figura 6.30, 6.31 e 6.32).

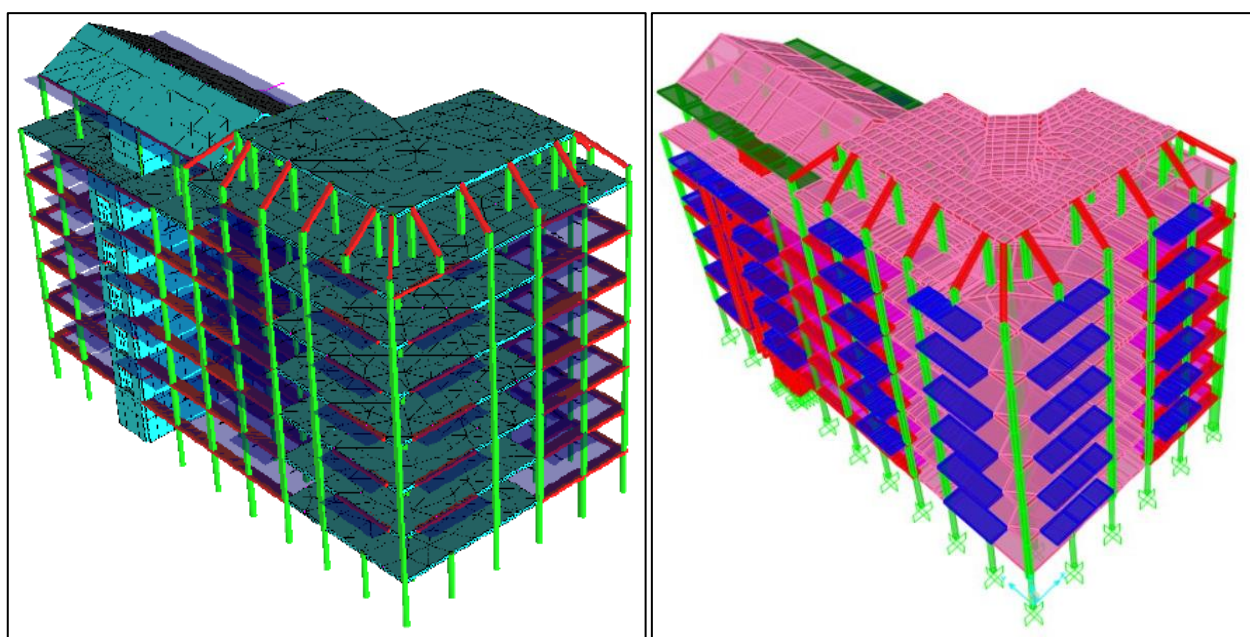


Figura 6.29: Modello F.E.M. del **corpo AB**, vista Nord. A sinistra: Jasp 5.1.25. A destra: SAP2000 v18.2.0

Tabella 6.11: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB**, calcolata col programma Jasp 5.1.25

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.507s x21% y33% z0%	0.50725	20.786	32.919	0.00016143	3.9694	7.2252	18.402	Si	Si	0	5.463E-10
2	0.396s x12% y38% z0%	0.39619	11.627	38.089	0.005999	5.355	4.7668	21.099	Si	Si	0	6.7441E-10
3	0.296s x38% y1% z0%	0.29589	38.401	0.58644	0.0043755	0.097981	9.3537	32.883	Si	Si	0	5.5468E-10

Tabella 6.12: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB**, calcolata col programma SAP2000 v18.2.0

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.504351	0.20714	0.33697	4.395E-09	0.04302	0.08259	0.16849
MODAL	Mode	2	0.373542	0.07496	0.34417	8.436E-05	0.04956	0.0435	0.29067
MODAL	Mode	3	0.328833	0.42352	0.02446	5.604E-05	0.00428	0.09122	0.26103

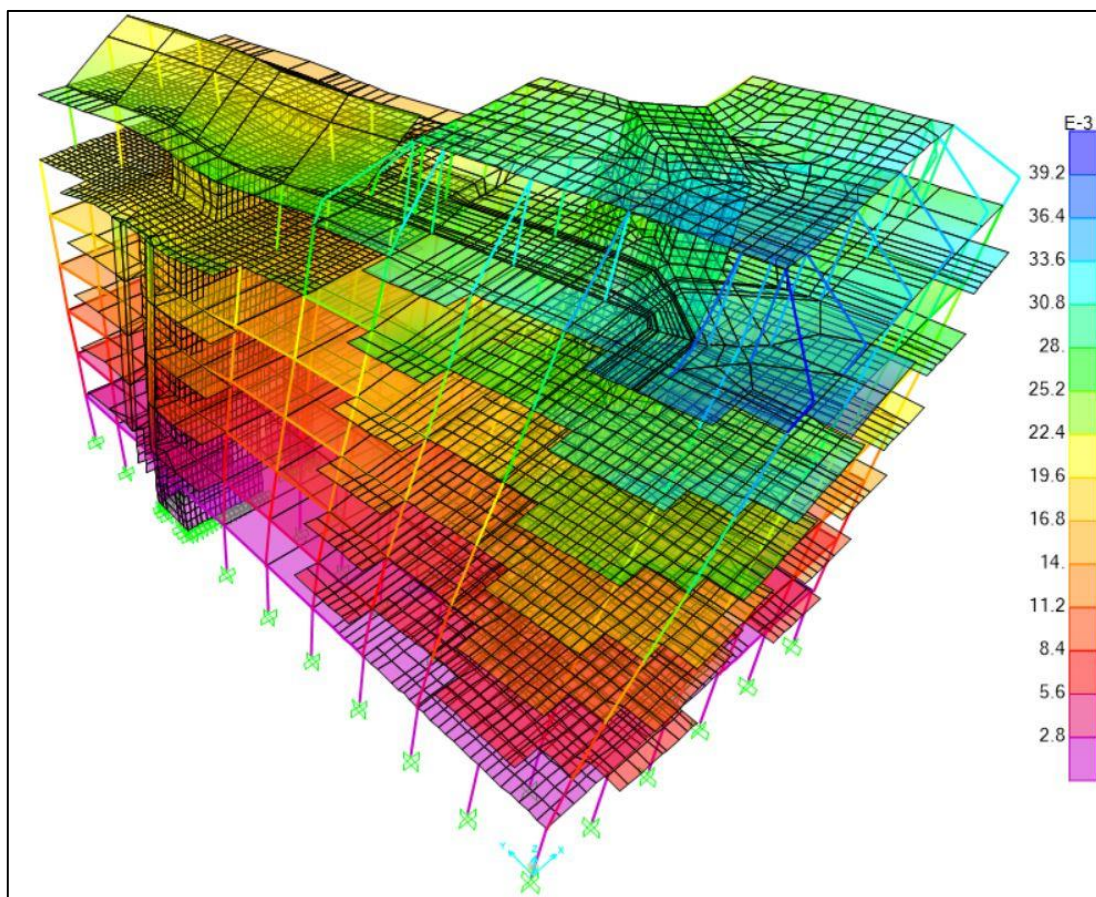


Figura 6.30: Deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare del **corpo AB** dell'edificio

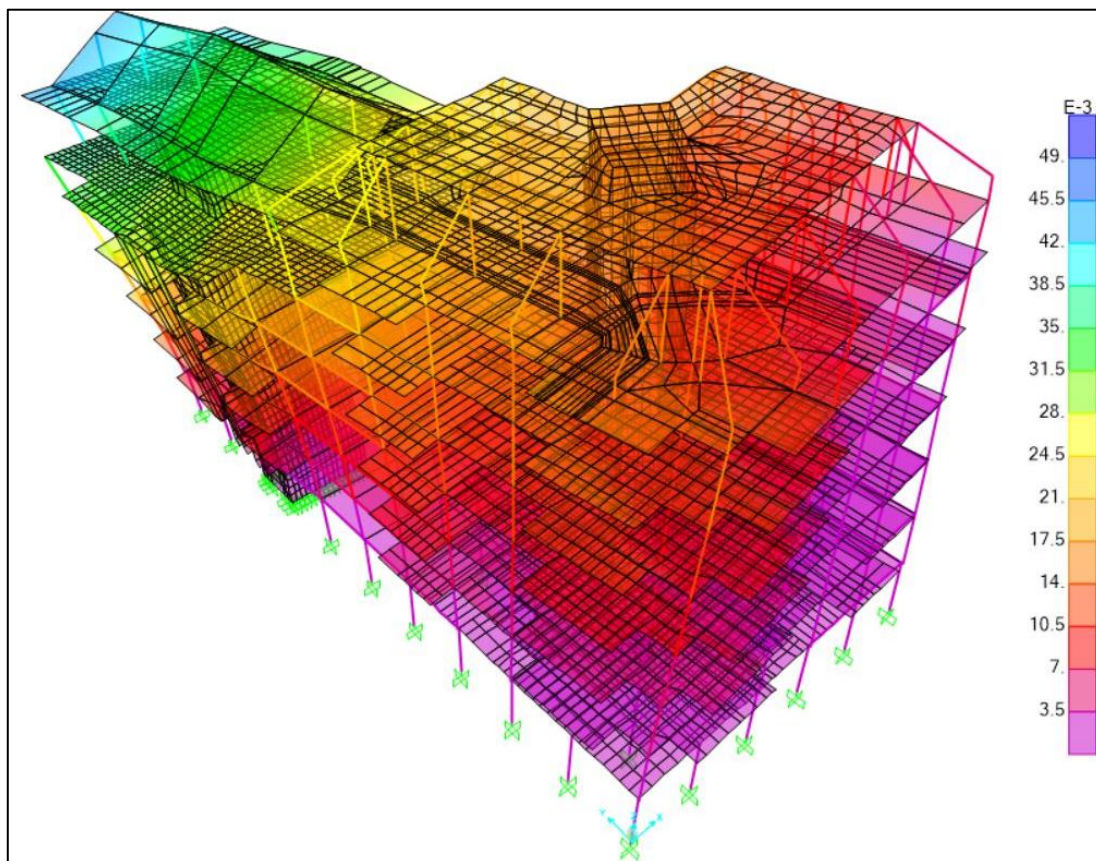


Figura 6.31: Deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare del **corpo AB** dell'edificio

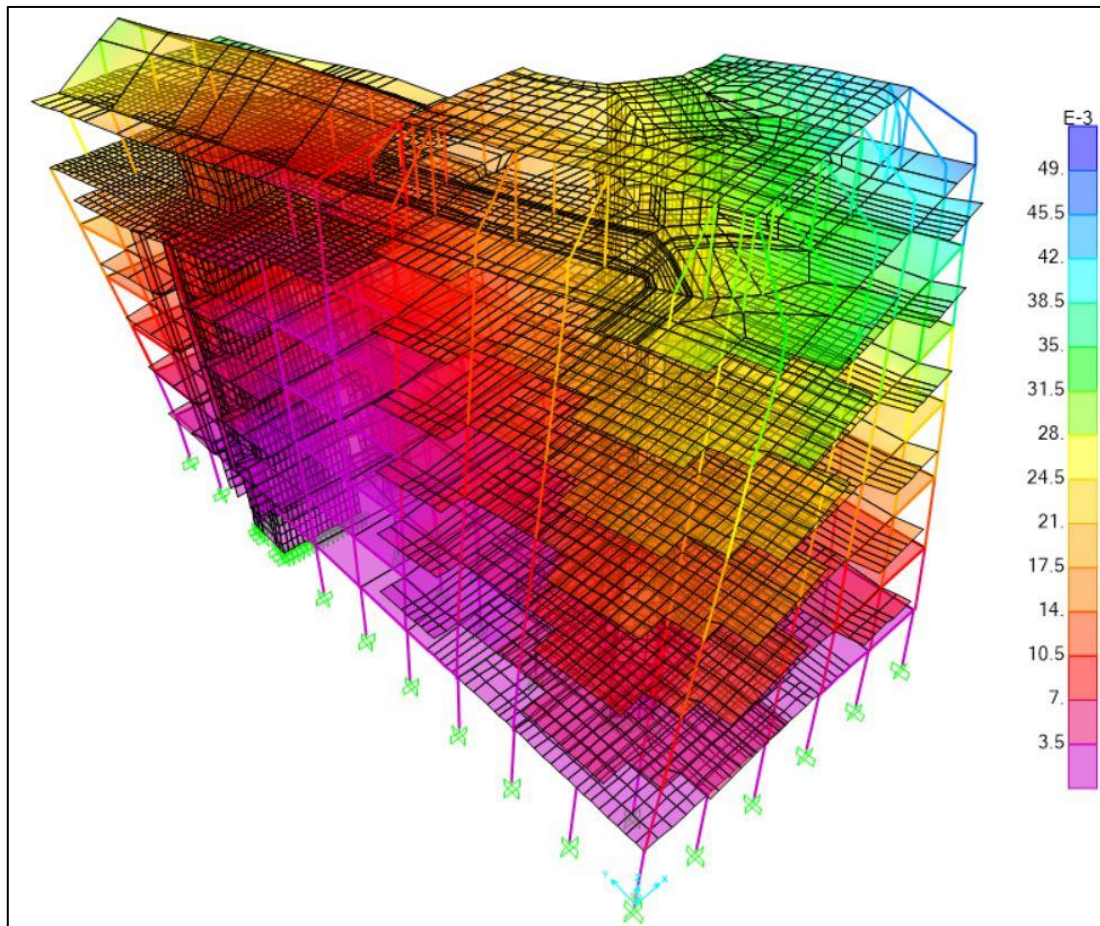


Figura 6.32: Deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare del **corpo AB** dell'edificio

Infine, si consideri il corpo CD (figura 6.33), i cui valori di riferimento sono riportati nelle tabelle 6.13 e 6.14. Inoltre vengono proposte le immagini relative alle deformate dei primi modi di vibrare (figura 6.34, 6.35 e 6.36).

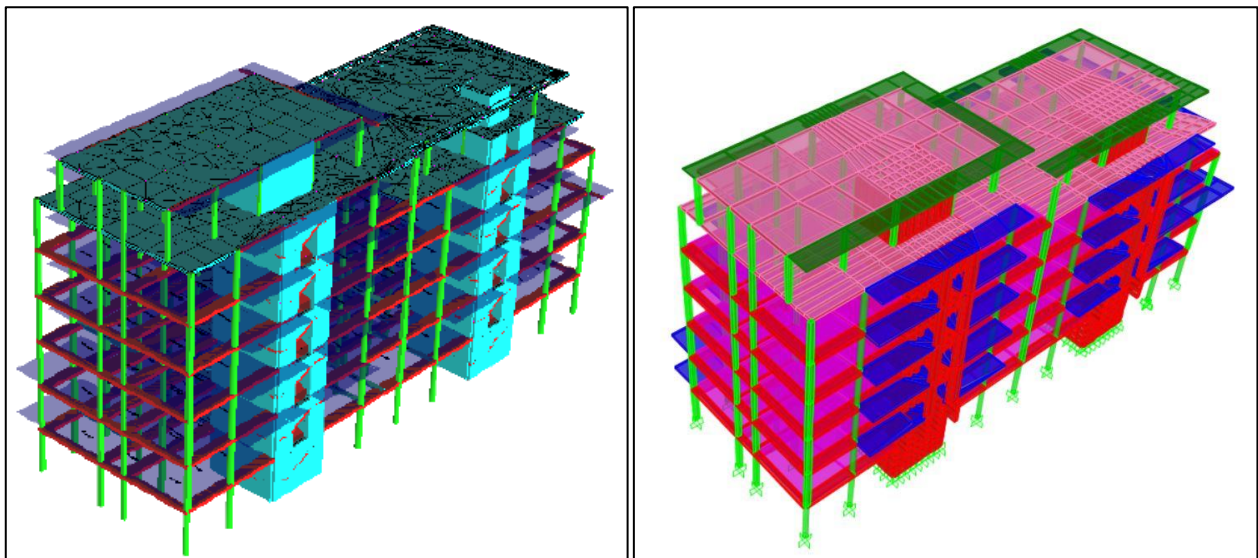


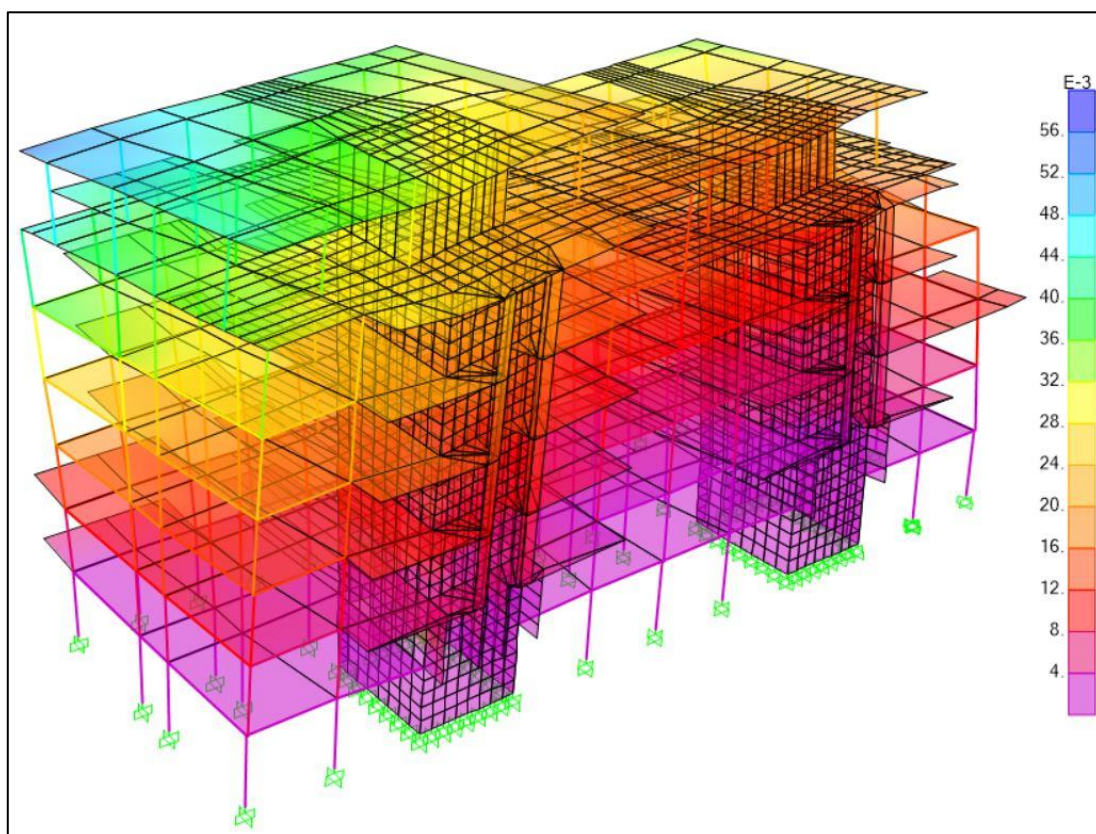
Figura 6.33: Modello F.E.M. del **corpo CD**, vista Nord. A sinistra: Jasp 5.1.25. A destra: SAP2000 v18.2.0

Tabella 6.13: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD**, calcolata col programma Jasp 5.1.25

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.404s x37% y6% z0%	0.40399	37.458	5.557	0.0049055	4.0135	2.8693	28.341	Sì	Sì	0	3.1741E-12
2	0.298s x14% y55% z0%	0.29847	14.272	54.692	0.063777	17.306	1.2997	1.7648	Sì	Sì	0	2.7625E-11
3	0.226s x20% y9% z0%	0.22646	20.04	9.0336	0.0096889	0.47071	2.4863	37.898	Sì	Sì	0	3.2581E-12

Tabella 6.14: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD**, calcolata col programma SAP2000 v18.2.0

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.378015	0.4035	0.06148	7.238E-05	0.04497	0.035	0.23163
MODAL	Mode	2	0.291059	0.17064	0.48254	0.00079	0.17807	0.01835	0.03162
MODAL	Mode	3	0.22247	0.12399	0.13805	0.00026	0.01155	0.01878	0.44005

Figura 6.34: Deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare del **corpo CD**

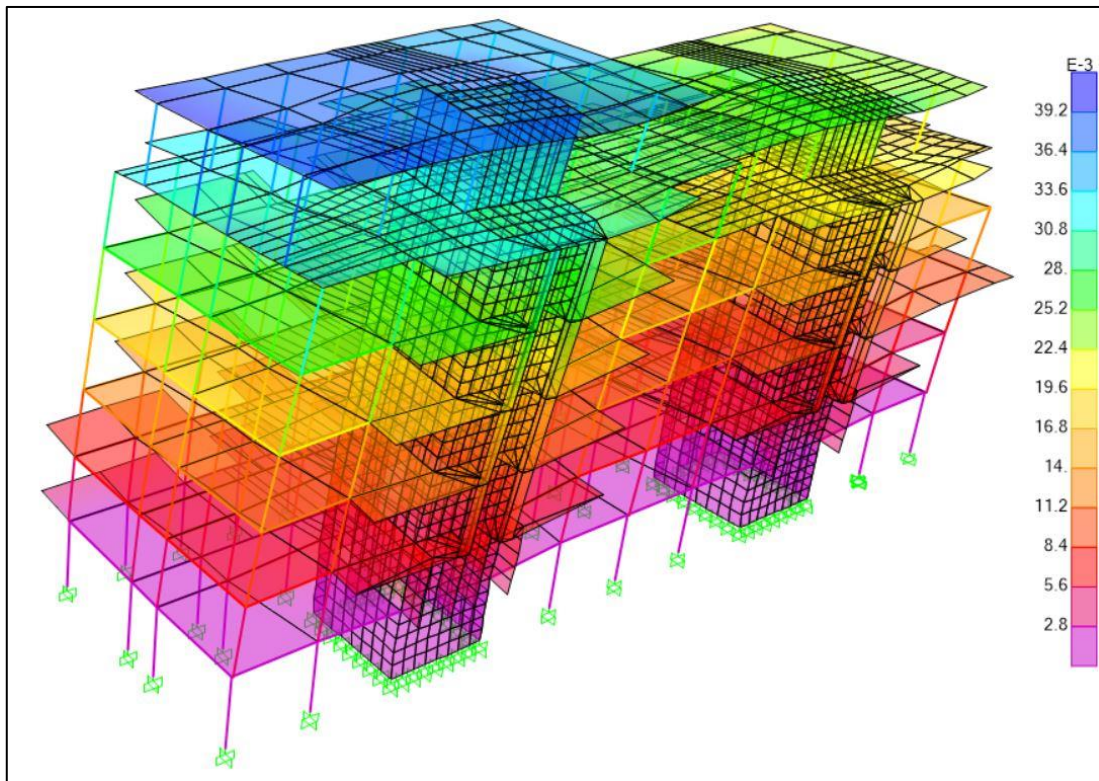


Figura 6.35: Deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare del **corpo CD**

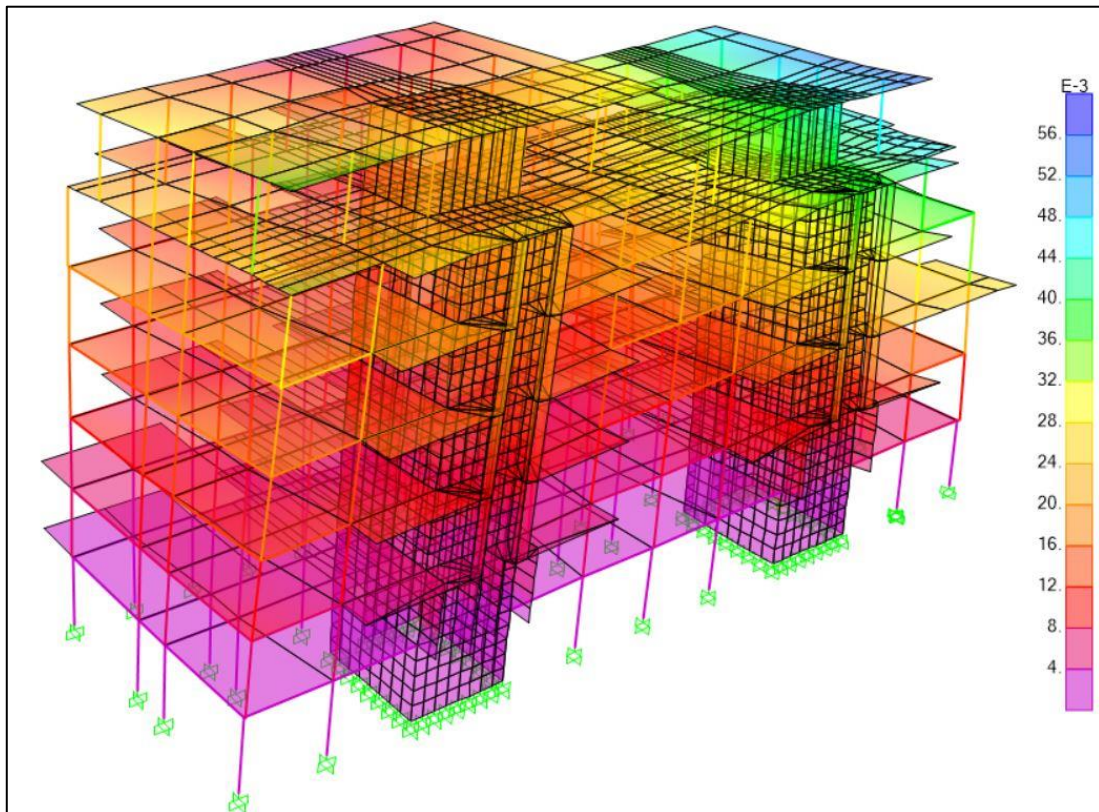


Figura 6.36: Deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare del **corpo CD**

Dall'analisi delle tabelle relative ai modi di vibrare del corpo AB e CD, si può subito notare come, in linea di massima, i modi trovati nella modellazione eseguita attraverso il software Jasp e SAP2000 sono molto simili, sia in termini di periodo (nel caso peggiore si ha un discostamento di periodo di massimo 0,02 secondi) sia in termini di masse partecipanti, sia traslazionali, che rotazionali.

Se confrontiamo i valori dei periodi relativi al primo modo di vibrare, ottenuti con la modellazione, con i valori di periodo fondamentale ottenuti mediante le comuni relazioni presenti in letteratura per la sua definizione, presenti nella tabella 6.8, si nota come attraverso la modellazione si ottengano valori ($T = 0,50$ s per il corpo AB e $T = 0,40$ s per il corpo CD), molto inferiori rispetto a quelli ottenuti attraverso le più comuni formulazioni in letteratura ($T = 0,80$ s circa per il corpo AB e $T = 0,70$ s per il corpo CD), fatta eccezione per il caso in cui si consideri la formulazione di Ricci et al. con tamponature integre ($T = 0,34$ s), che risulta essere addirittura inferiore a quella ottenuta mediante la modellazione. Vedremo in seguito come questo valore risulterà invece confrontabile con una modellazione più accurata in cui si consideri l'effetto irrigidente garantito, appunto, dalle tamponature esterne.

Di seguito si propone una tabella riepilogativa dei periodi dei modi di vibrare principali dei due corpi dell'edificio, AB e CD, messi a confronto con i periodi relativi ai picchi di frequenza nei grafici H/V (del capitolo 6.3.3) rilevati attraverso le prove tromografiche.

In prima approssimazione si è ritenuto opportuno distinguere i modi di vibrare in x ed y in funzione delle masse partecipanti proprie dei differenti modi di vibrare; nel caso in cui ci fossero dei un modo di vibrare traslazionali senza una direzione fortemente preponderante, si è deciso di inserirli in entrambe le direzioni. In ogni caso, i picchi di frequenza rilevati dalle prove tromografiche si presentavano abbastanza comunemente ed uniformemente sia in direzione x ed y per valori compresi tra 0,47 e 0,28 secondi di periodo; elemento che sta ad indicare che i modi di vibrare presentano in ogni caso delle traslazioni in x o y contemporaneamente (o rotazionali), presenti in parte in ogni modo di vibrare. Questo elemento, infatti, compare anche nell'analisi effettuata attraverso la modellazione, dove per ogni modo si trova una massa partecipante in una direzione preponderante, ma anche una massa partecipante minore, ma in alcuni casi anche significativa, nell'altra direzione. Questo fatto è dovuto alla non perfetta regolarità dell'edificio, che dà origine a dei modi di vibrare "spuri" nelle due direzioni, e spesso anche leggermente rotazionali.

Tabella 6.15: Confronto tra i periodi di vibrazione ottenuti dalle rilevazioni tromografiche, poi allungati mediante il coefficiente 0,85 definito al capitolo 6.3.3, e quelli ottenuti dalla modellazione dei due corpi dell'edificio, AB e CD

Posizione	Direzione	Periodi fondamentali relativi ai picchi di frequenza dei grafici H/V attraverso le prove tromografiche						Periodi da modellazione	
		T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]	$T_{1,corretto}$ [s]	$T_{2,corretto}$ [s]	$T_{3,corretto}$ [s]	Jasp	SAP2000
Corpo AB	x	0,47	0,40	0,32	0,55	0,47	0,38	0,50 0,30	0,50 0,33
	y	0,49	0,37	0,29	0,58	0,43	0,34	0,50 0,39	0,50 0,37
Corpo CD	x	0,36	0,31	0,29	0,42	0,37	0,34	0,40 0,22	0,38 0,22
	y	0,39	0,35	0,29	0,46	0,41	0,34	0,30 0,22	0,29 0,22

In via generale, analizzando la tabella 6.15, si nota un andamento dei periodi di vibrazione, ottenuti dalla modellazione, tendenzialmente in linea, ma leggermente più elevati, di quelli ottenuti dalle prove tromografiche, se si considerano i periodi opportunamente corretti, trascurando il primo di ogni prova (molto spesso, in particolare, questo periodo è figlio di una frequenza propria rilevata, il cui picco risulta essere visibile nel grafico H/V, ma con un rapporto molto inferiore rispetto ai picchi successivi). Ricordiamo inoltre, che non è assicurato che ad ogni picco di frequenza rilevato dalla prova tromografica corrisponda correttamente ad un periodo rilevato attraverso la modellazione. Inoltre, altri picchi possono riferirsi ad un comportamento globale dell'edificio e non al solo corpo in cui è stata effettuata la prova.

La leggera differenza positiva tra periodi di modellazione e periodi di prova, è, in particolar modo, dovuta alla limitazione del modello alla sola struttura intelaiata in calcestruzzo armato, trascurando, in prima analisi, la componente irrigidente delle tamponature; questa componente verrà inserita ed analizzata attraverso la redazione di un modello più elaborato e completo, ancora più simile al comportamento reale dell'edificio. Questa modellazione viene descritta e trattata approfonditamente nel capitolo seguente.

6.6.4 Comportamento sismico e modellazione delle strutture in c.a. tamponate

I pannelli di tamponatura possono essere divisi in due categorie: i “pannelli isolati” ed i “pannelli regolari”, questi ultimi vengono anche definiti “pannelli a taglio”.

I pannelli isolati sono totalmente separati dal telaio confinante, nella zona superiore e su entrambi i lati; il distacco tra telaio ed il pannello risulta più grande di ogni possibile deformazione subita dal telaio, in modo tale da impedire qualsiasi interazione telaio-pannello.

I pannelli regolari o a taglio sono realizzati a contatto con il telaio circostante e si comportano come parte di un sistema resistente ai carichi laterali ai quali è soggetta la struttura.

Generalmente, nella pratica progettuale e nelle normative, le tamponature sono state considerate come elementi non strutturali, adducendo la considerazione che trascurare il loro contributo in rigidezza e resistenza si traduca in una progettazione a favore di sicurezza ma, l'osservazione dei danni causati da terremoti in occasione di eventi sismici recenti, indica che la presenza di pannelli di chiusura modifica radicalmente la risposta del telaio sottoposto a carichi orizzontali.

6.6.4.1 Influenza delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici

La presenza delle tamponature influenza il comportamento della struttura soggetta ad eventi sismici in termini d'incremento di rigidezza laterale e di resistenza ai carichi laterali, nonché di un notevole aumento della capacità dissipativa.

La distribuzione delle forze agenti sulla struttura può risultare sostanzialmente diversa, dando luogo a sollecitazioni non previste in fase di calcolo, dove le tamponature e le tramezzature sono trascurate.

Il motivo di tale differenza è dovuto al fatto che i telai nudi sono progettati con riferimento a regimi flessionali con la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza dei nodi sotto l'effetto di carichi laterali, mentre nei telai tamponati si instaura il meccanismo di puntone nel pannello con effetto controventante e trazione nei pilastri.

Non è raro riconoscere casi di edifici di cemento armato che hanno resistito adeguatamente ad un'azione sismica prolungata ed intensa solo per merito delle tamponature, le quali hanno consentito la dissipazione di quantità di energia notevoli. Il contributo offerto è dimostrato dalle lesioni col tipico aspetto a X, le quali indicano in genere la rottura a taglio sotto carichi ciclici alterni.

D'altra parte, gli effetti della presenza delle murature non sono sempre positivi, basti pensare alle ben note situazioni della torsione in pianta e della formazione del piano soffice in altezza. A causa della notevole rigidezza, le tamponature possono originare configurazioni di fatto irregolari, pregiudicando una conformazione strutturale corretta.

Tali comportamenti possono generarsi anche a seguito del collasso di solo alcuni pannelli, che in genere avviene improvvisamente, causando squilibri alle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Questo accade sia per l'elevata fragilità del materiale, sia perché sovente la rottura è dovuta alla perdita di equilibrio fuori dal piano, a causa del collegamento inefficace con la struttura, oppure da fenomeni di instabilità, dato l'esiguo spessore dei pannelli in rapporto alle altre dimensioni.

Non valutare opportunamente la disposizione e l'efficienza delle tamponature può portare ad una serie di eventi negativi:

- la formazione di meccanismi di piano soffice, soprattutto nei piani inferiori ed intermedi, a causa della distribuzione irregolare in altezza delle tamponature;
- il distacco dal telaio e la caduta di pannelli murari;
- la rottura localizzata e fragile di elementi portanti dovuta alla presenza di aperture irregolari nelle tamponature;
- la crisi delle strutture con distribuzione planimetrica regolare degli elementi portanti ma con irregolarità nella posizione delle tamponature;
- la plasticizzazione dei pilastri per la presenza di un notevole sforzo di trazione dovuto alle tamponature.

6.6.4.2 Modello per la valutazione della risposta sismica dei telai in c.a. tamponati

Gli studiosi che nel corso degli anni hanno affrontato il problema dell'interazione tra struttura portante intelaiata e tamponature hanno messo in evidenza le difficoltà che sorgono quando si cerca di caratterizzarne la risposta sismica. Difficoltà dovute essenzialmente alla molteplicità e variabilità dei parametri che entrano in gioco ed ai problemi correlati alla sperimentazione e modellazione degli elementi murari.

Le tipologie di modelli prodotti sono due: micro-modelli (modelli dettagliati agli elementi finiti) e macro-modelli (modelli semplificati).

Nell'analisi agli elementi finiti delle tamponature, gli effetti dei giunti, che costituiscono l'anello debole del complesso, sono stati computati con diversi livelli di precisione; tuttavia la maggior parte dei lavori utilizza una modellazione mediante macro-modelli che può generalmente essere di due tipi: a mensola verticale con sezione composita oppure a puntone equivalente. Di seguito è spiegato solamente quest'ultimo che verrà utilizzato nel caso di studio.

6.6.4.3 Modellazione: metodo a puntone equivalente

Sin dai primi tentativi di produrre un modello semplice, i risultati sperimentali e alcune osservazioni concettuali indicarono che una biella diagonale con appropriate caratteristiche meccaniche potesse essere la soluzione al problema. La scelta di un elemento diagonale viene dall'osservazione dei meccanismi di collasso dei tamponamenti poiché al crescere delle azioni orizzontali si verifica il distacco tra telaio e pannello, accompagnato da uno scorrimento relativo sia in direzione verticale che orizzontale (fig. 6.37).

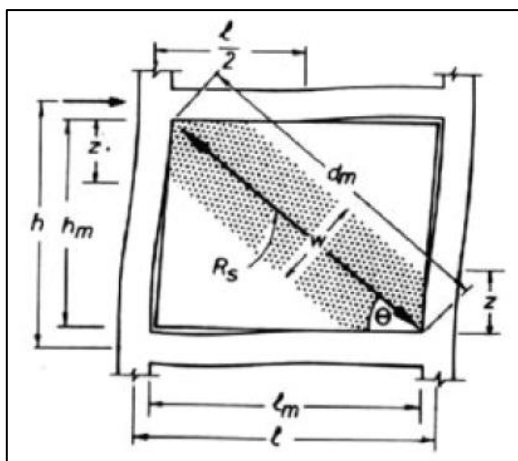


Figura 6.37: Schematizzazione dell'effetto della tamponatura come un puntone diagonale equivalente

A seguito di tale distacco, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a puntone equivalente disposto secondo la diagonale della tamponatura.

Gli sforzi prevalenti nella tamponatura sono le tensioni normali di compressione in corrispondenza degli angoli caricati, rimasti a contatto con il telaio. Viceversa, gli sforzi di taglio perdono importanza, anche per le lesioni inclinate che si formano nel pannello al crescere dei carichi.

In tale fase, quindi, risulta più ragionevole schematizzare il telaio tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali che reagiscono solo a compressione (fig. 6.38). Secondo tale modello, le tamponature, anche se lesionate, irrigidiscono in misura non trascurabile il telaio.

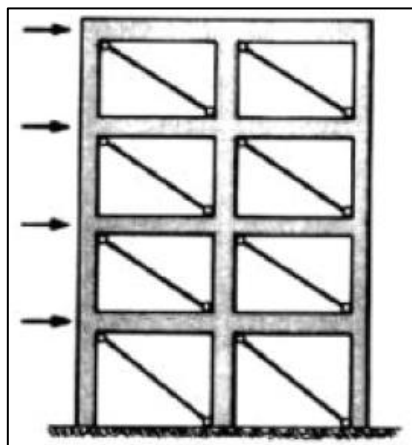


Figura 6.38: Schematizzazione dell'effetto irrigidente delle tamponature di un telaio in calcestruzzo armato, come un telaio controventato da bielle diagonali reagenti solo a compressione

In letteratura esiste un'ampia rassegna di lavori che utilizza il modello di puntone equivalente alla tamponatura in termini di rigidezza e di resistenza. Di seguito verrà presentato quello teorizzato da Ghassan Al-Chaar, che verrà di seguito applicato al caso di studio.

6.6.4.4 Puntone equivalente mediante il metodo di Ghassan Al-Chaar

L'obiettivo della ricerca "Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures" [35] è quello di fornire delle linee guida per la valutazione della resistenza e della rigidezza dei pannelli di tamponatura non armati soggetti a carichi laterali.

Il trasferimento delle forze laterali lungo la struttura provoca una distribuzione non uniforme di tensioni tra gli elementi del telaio ed il pannello. Al crescere delle forze, le tensioni variano fino alla rottura del pannello, che avviene per il raggiungimento della resistenza a taglio o a compressione. Il metodo proposto, che si basa sempre sul principio della biella equivalente, è applicabile per telai interamente o parzialmente tamponati e anche nel caso di pannelli con aperture.

Il pannello di tamponatura viene rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza a , lunghezza D e spessore t (pari allo spessore netto della muratura) (fig. 6.39); si ricorda che, da analisi effettuate, è possibile applicare un solo puntone di spessore a oppure due puntoni incrociati a X di spessore $a/2$.

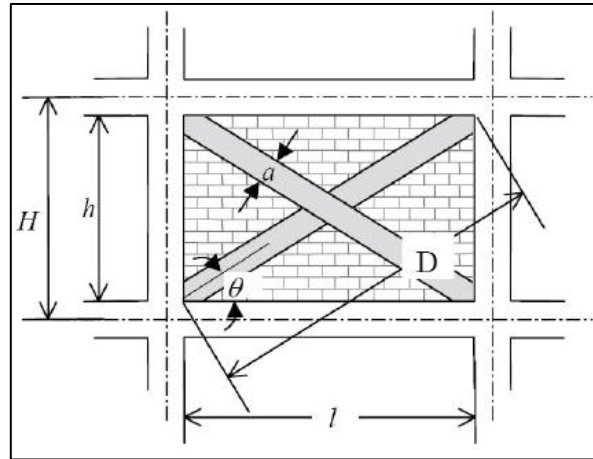


Figura 6.39: Geometria del puntone diagonale equivalente

La larghezza a dipende dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello, che Stafford Smith & Carter (1969) valutano come segue:

$$\lambda_1 H = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4 E_c I_{col} h}} \quad [6.59]$$

Dove:

- E_c : modulo di elasticità longitudinale del calcestruzzo
- E_m : modulo di elasticità longitudinale della muratura
- I_{col} : moment d'inerzia del pilastro

Per le caratteristiche della muratura, in particolare per il valore del modulo elastico del materiale, si è fatto riferimento alla tabella 6.16, riportata di seguito:

Tabella 6.16: Caratteristiche meccaniche della muratura in funzione della tipologia (Tabella NTC2008 nr. C8A.2.1)

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

A partire dall'equazione [6.59], Mainstone (1971) fornisce l'espressione della larghezza del puntone equivalente:

$$a = 0.175 D (\lambda_1 H)^{-0.4} \quad [6.60]$$

Se nel pannello sono presenti delle aperture e/o dei danneggiamenti, la larghezza a viene ridotta utilizzando la seguente relazione:

$$a_{red} = a (R_1)_i (R_2)_i \quad [6.61]$$

Il fattore di riduzione che tiene conto delle aperture, $(R_1)_i$ è pari a:

$$(R_1)_i = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad [6.62]$$

Dove:

- A_{open} : area delle aperture
- A_{panel} : area del pannello ($l \times h$)

Tuttavia, se l'area delle aperture è maggiore del 60% di quella del pannello, l'effetto della tamponatura viene trascurato, $(R_1)_i = 0$.

Il fattore di riduzione che tiene conto del danneggiamento del pannello, $(R_2)_i$, è valutabile attraverso la tabella 6.17, a seconda che la tamponatura risulti non danneggiata, moderatamente danneggiata o severamente danneggiata (fig. 6.40).

Tabella 6.17: Fattore di riduzione $(R_2)_i$ in funzione del grado di danneggiamento

	$(R_2)_i$ per tipo di danno	
h/t	Moderato	Severo
≤ 21	0.7	0.4
> 21	necessaria la riparazione del pannello	

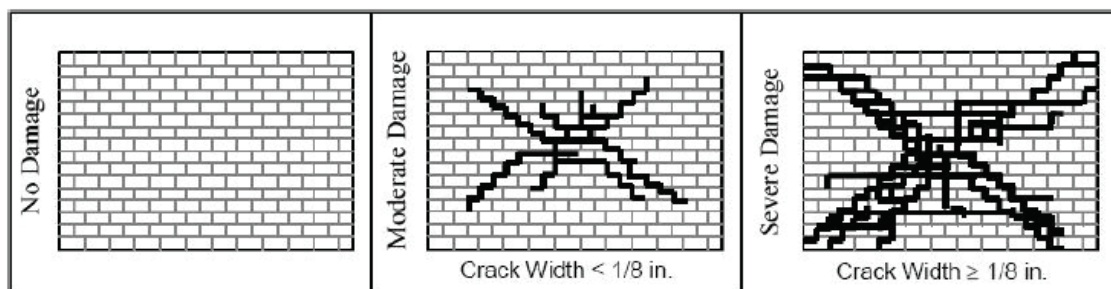


Figura 6.40: Classificazione del danno per la tamponatura

Nel caso di studio la tamponatura non risulta danneggiata di conseguenza il fattore di riduzione $(R_2)_i$ viene assunto pari ad 1.

La diagonale equivalente è connessa al pilastro con un'eccentricità l_{column} dalla faccia della trave (fig. 6.41).

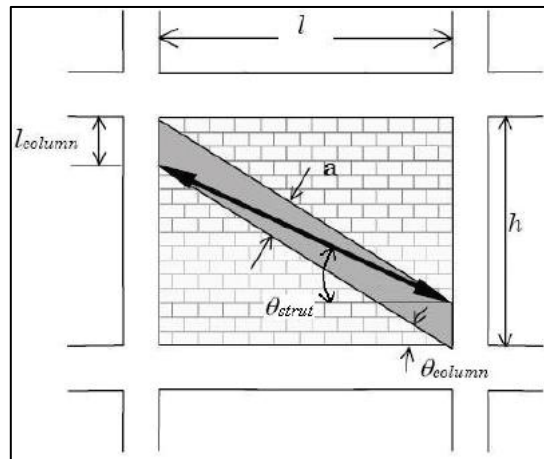


Figura 6.41: Posizionamento della diagonale equivalente

Tale distanza viene calcolata considerando la larghezza a senza fattori di riduzione:

$$l_{column} = \frac{a}{\cos \theta_{column}} \quad [6.63]$$

Per completezza si riporta anche la condizione, non presente nel caso di studio, del telaio parzialmente tamponato in cui la distanza di connessione al pilastro di monte risulta uguale alla lunghezza della parte non tamponata, l'_{column} , mentre per il pilastro di valle la distanza di connessione viene valutata come in precedenza, considerando l'effettiva altezza della tamponatura, h' (fig. 6.42). Inoltre, l'unico fattore di riduzione da prendere in considerazione in questo caso è $(R_2)_i$, se sono presenti eventuali danneggiamenti.

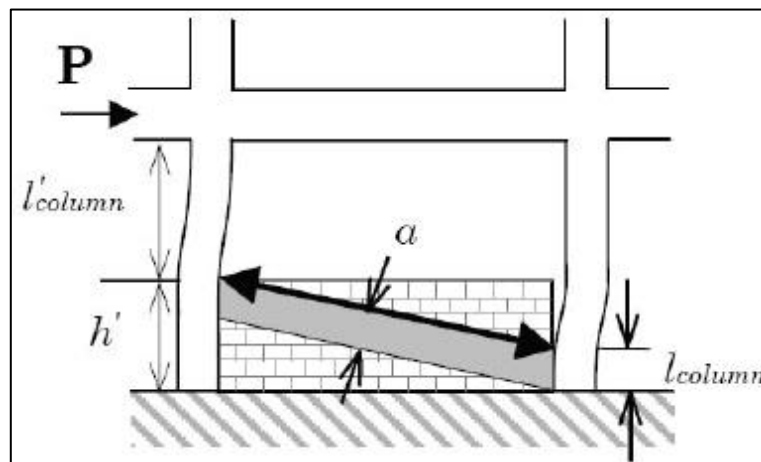


Figura 6.42: Telaio parzialmente tamponato

Infine, la Circolare M.LL.PP. n. 65 del 10/04/97 propone un metodo semplificato per la definizione dell'altezza (a) del puntone equivalente, in sostituzione dell'equazione [6.60], utilizzando la formula:

$$a = 0,1 D \quad [6.64]$$

Viene riportato di seguito l'esempio di calcolo, utilizzato nel caso di studio, per dimostrare come entrambi i procedimenti portino ad un medesimo risultato.

Esempio di calcolo

- $E_m = 4500 \text{ MPa}$
- $E_c = 32000 \text{ MPa}$
- $I_{col} = 675000000 \text{ mm}^4$
- $h = 3000 \text{ mm}$

- $H = 3200 \text{ mm}$
- $\Theta = 30^\circ$
- $t = 220 \text{ mm}$

Dunque, dai dati del caso di studio, è possibile ricavare dall'equazione [6.59]:

$$\lambda_1 H = 3200 \cdot \sqrt[4]{\frac{4500 \cdot 220 \sin(2 \cdot 30)}{4 \cdot 3200 \cdot 675 E^6 \cdot 3000}} = 4,316$$

Da cui dall'equazione [6.60] si ottiene che:

$$\frac{a}{D} = 0,175 \cdot 4,316^{-0,4} = 0,097 \cong 0,1$$

Dunque è possibile semplificare la formula di Stafford Smith & Carter (1969) con quella della Circolare M.LL.PP. n. 65 del 10/04/97, per quanto concerne pannelli di muratura in cui non sono presenti aperture. Per il calcolo del puntone equivalente in presenza di aperture si farà poi riferimento all'equazione [6.61].

6.6.4.5 Applicazione del metodo a puntone equivalente alla modellazione F.E.M.

L'inserimento di puntoni equivalenti è stato effettuato in modo distinto per la parte sinistra e destra dell'edificio. Innanzitutto sono stati creati due modelli in cui veniva considerata soltanto la presenza di tamponature murarie piene, senza valutare l'incidenza delle aperture. In questo caso sono state inserite bielle soltanto in presenza di pannelli di tamponatura con aperture non superiori al 60% dell'area del pannello stesso, e non tenendo conto dell'influenza, riduttiva, delle aperture (finestre e portefinestre) presenti nelle altre tamponature.

La tamponatura esterna è costituita da una muratura a cassa vuota a blocchi in laterizio semipieni (percentuale di apertura inferiore al 45%), di spessore 10+12 cm, dotata di isolamento termico nell'intercapedine.

Sulla base della tabella 6.16, si è assunto per il materiale costitutivo delle bielle equivalenti un valore di modulo elastico $E = 4500 \text{ MPa}$, valore mediato di quanto imposto da normativa.

Per quanto riguarda le dimensioni delle bielle equivalenti (riportate in tabella 6.18), per l'altezza del puntone si è fatto riferimento alle formule espresse nel paragrafo precedente, per lo spessore si è imposto il valore dello spessore effettivo della sola muratura, quindi 22 cm.

Tabella 6.18: Dimensioni del puntone equivalente. A sinistra le bielle utilizzate in riferimento alla **parte AB** dell'edificio, a destra quelle della **parte CD** dell'edificio

N	Filo Iniziale	Filo Finale	Piano Finale	Sezione Beam	Rotaz. [°]
1	78	74	0	13) Biella 22x50	0
2	74	82	0	13) Biella 22x50	0
3	83	70	0	13) Biella 22x50	0
4	70	63	0	14) Biella 22x45	0
5	60	41	0	14) Biella 22x45	0
6	63	60	0	14) Biella 22x45	0
7	15	1	0	14) Biella 22x45	0
8	26	15	0	14) Biella 22x45	0
9	41	26	0	14) Biella 22x45	0
10	1	2	0	14) Biella 22x45	0
11	2	3	0	14) Biella 22x45	0
12	3	4	0	14) Biella 22x45	0
13	4	5	0	14) Biella 22x45	0
14	5	6	0	14) Biella 22x45	0
15	6	18	0	15) Biella 22x55	0
16	44	101	0	15) Biella 22x55	0
17	29	44	0	16) Biella 22x60	0
18	102	66	0	15) Biella 22x55	0
19	66	69	0	14) Biella 22x45	0
20	69	71	0	17) Biella 22x40	0
21	73	77	0	17) Biella 22x40	0
22	71	72	0	17) Biella 22x40	0
23	72	73	0	17) Biella 22x40	0
24	77	81	0	14) Biella 22x45	0
25	81	80	0	15) Biella 22x55	0
26	79	78	0	15) Biella 22x55	0
27	80	79	0	17) Biella 22x40	0

N	Filo Iniziale	Filo Finale	Piano Finale	Sezione Beam	Rotaz. [°]
1	7	8	0	13) Biella 22x50	0
2	8	104	0	13) Biella 22x50	0
3	9	10	0	13) Biella 22x50	0
4	10	11	0	13) Biella 22x50	0
5	11	110	0	13) Biella 22x50	0
6	40	59	0	16) Biella 22x60	0
7	45	30	0	16) Biella 22x60	0
8	19	7	0	16) Biella 22x60	0
9	105	9	0	13) Biella 22x50	0
10	13	25	0	16) Biella 22x60	0
11	12	13	0	13) Biella 22x50	0
12	111	12	0	13) Biella 22x50	0
14	25	40	0	17) Biella 22x40	0
16	59	58	0	17) Biella 22x40	0
17	46	45	0	17) Biella 22x40	0
18	47	46	0	17) Biella 22x40	0
19	48	47	0	17) Biella 22x40	0
20	49	48	0	17) Biella 22x40	0
21	50	49	0	17) Biella 22x40	0
22	51	50	0	17) Biella 22x40	0
23	52	51	0	17) Biella 22x40	0
24	53	52	0	17) Biella 22x40	0
25	54	53	0	17) Biella 22x40	0
26	55	54	0	17) Biella 22x40	0
27	56	55	0	17) Biella 22x40	0
28	57	56	0	17) Biella 22x40	0
29	58	57	0	17) Biella 22x40	0

Il loro posizionamento si può ricavare dalle figure 6.43 - 6.44.

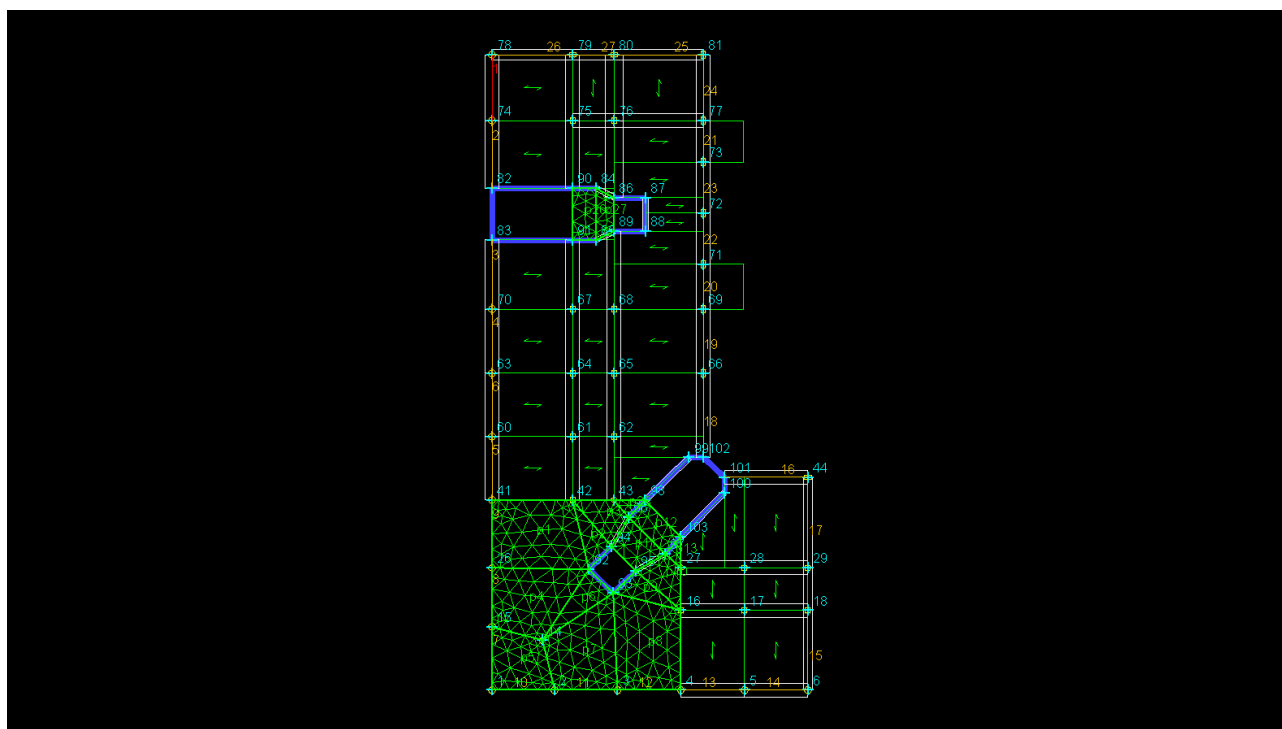
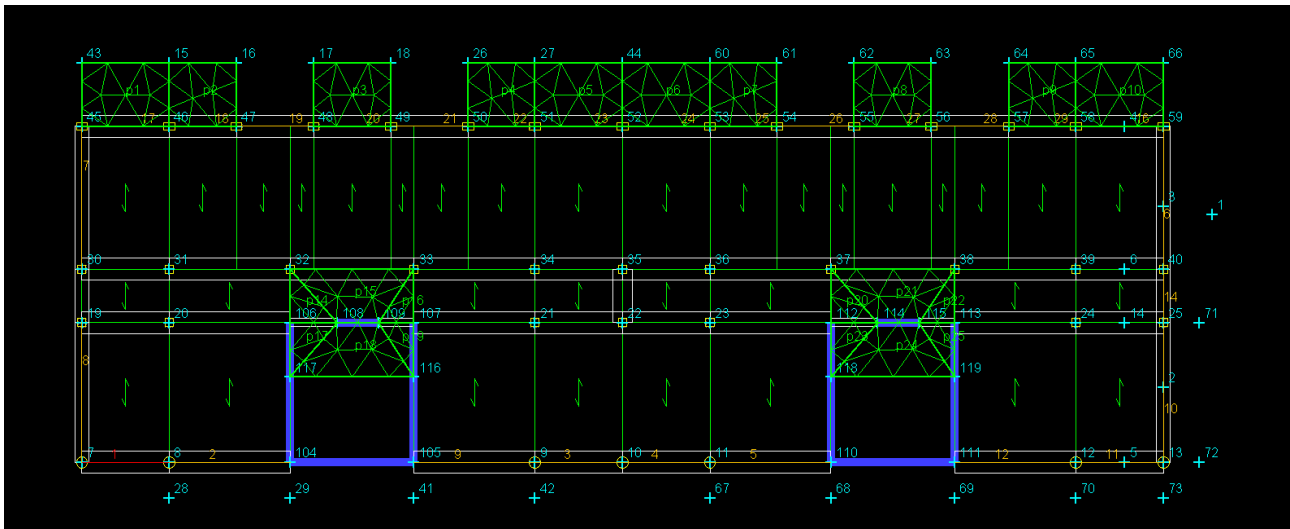
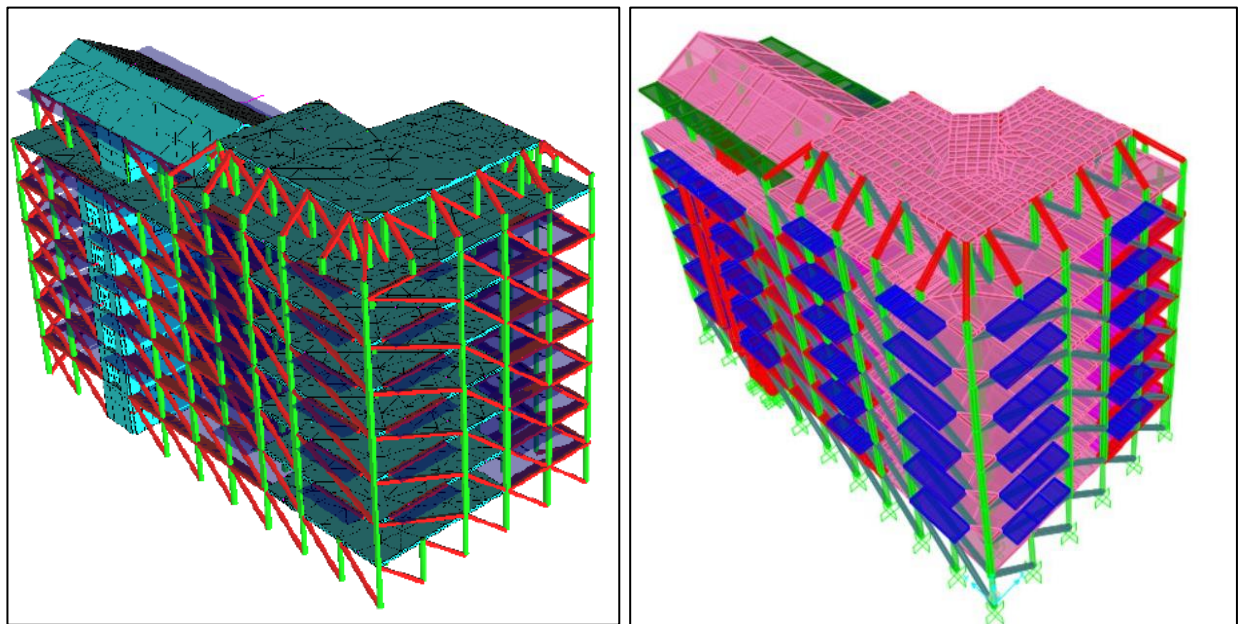


Figura 6.43: Pianta piano tipo **Corpo AB**

Figura 6.44: Pianta piano tipo **Corpo CD**

La diagonale equivalente è connessa al pilastro con un'eccentricità l_{column} che dipende dall'altezza di ciascuna biella utilizzata.

Vengono di seguito riportate le immagini 3D dei modelli F.E.M (figura 6.45 - 6.46) ricavate dai due programmi di calcolo, ed i risultati ottenuti (tabelle 6.19, 6.20, 6.21, 6.22, 6.23, 6.24); i modelli qui considerati sono riferiti al caso in cui non si consideri l'effetto della presenza di aperture nelle tamponature.

Figura 6.45: Modello F.E.M. del **corpo AB** con puntoni equivalenti, vista Nord. A sinistra: Jasp 5.1.25. A destra: SAP2000 v18.2.0

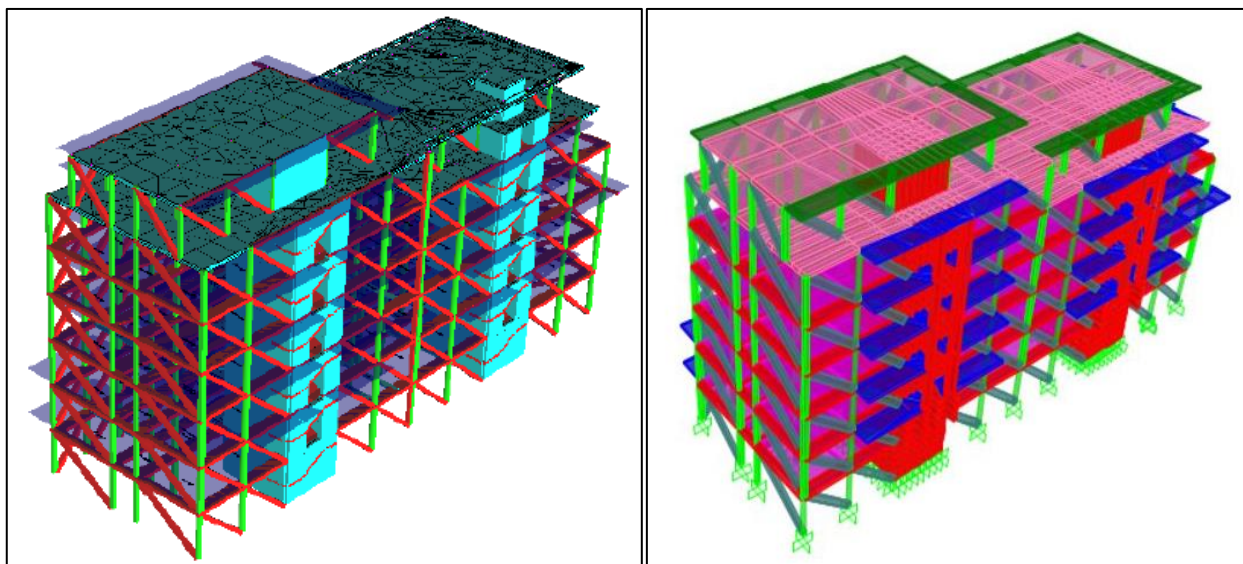


Figura 6.46: Modello F.E.M. del **corpo CD** con puntoni equivalenti, vista Nord. A sinistra: Jasp 5.1.25. A destra: SAP2000 v18.2.0

Tabella 6.19: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'**edificio completo** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.368s x4% y55% z0%	0.36812	3.5554	55.208	0.0071101	8.9168	0.17892	12.987	Si	Si	0	3.8548E-11
2	0.309s x67% y2% z0%	0.30861	67.431	2.1944	0.0035173	0.65326	3.7866	1.0567	Si	Si	0	2.5394E-11
3	0.263s x0% y11% z0%	0.26299	0.021604	11.071	0.0016292	0.11688	0.022323	54.749	Si	Si	0	4.591E-11

Tabella 6.20: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'**edificio completo** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.386081	0.02751	0.53536	6.004E-05	0.09851	0.00154	0.15759
MODAL	Mode	2	0.340413	0.64555	0.00253	3.004E-05	0.00399	0.0417	0.06064
MODAL	Mode	3	0.271071	0.03751	0.16416	2.611E-05	0.00622	0.0045	0.48895

Tabella 6.21: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.408s x28% y33% z0%	0.40813	28.223	32.7	0.0017741	3.4518	8.8979	13.817	Si	Si	0	4.0885E-10
2	0.342s x15% y40% z0%	0.34227	15.428	40.157	0.0061814	5.5282	5.6385	16.751	Si	Si	0	1.9613E-10
3	0.274s x28% y1% z0%	0.2742	28.138	0.78001	0.017057	0.10998	6.6348	44.094	Si	Si	0	6.1431E-11

Tabella 6.22: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.409058	0.32509	0.29983	3.77E-06	0.03404	0.11604	0.10778
MODAL	Mode	2	0.32748	0.15975	0.41415	0.00012	0.06098	0.06752	0.14337
MODAL	Mode	3	0.296706	0.22647	0.01064	0.00035	0.00187	0.03688	0.48788

Tabella 6.23: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.324s x26% y20% z0%	0.32406	25.54	20.2	0.046287	10.266	1.6848	27.234	Si	Si	0	5.6853E-12
2	0.273s x27% y44% z0%	0.27269	26.962	43.592	0.030352	11.547	2.2156	0.38499	Si	Si	0	1.0511E-11
3	0.205s x22% y6% z0%	0.20492	22.078	6.1011	0.00079666	0.15926	2.6521	39.514	Si	Si	0	1.5707E-12

Tabella 6.24: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.349496	0.2539	0.19718	0.00057	0.11577	0.02148	0.26528
MODAL	Mode	2	0.291467	0.31628	0.38751	0.00021	0.12287	0.03329	0.00031
MODAL	Mode	3	0.226887	0.15318	0.10514	4.641E-05	0.00802	0.02407	0.45621

I modelli considerati fino a questo punto si riferiscono all'ipotesi di tamponatura esterna continua e in assenza di aperture.

Si è ritenuto, infine, necessario un ulteriore approfondimento sull'effettivo effetto irrigidente delle tamponature esterne tenendo conto della effettiva presenza di aperture.

Di seguito si riportano le bielle utilizzate, considerata la parte finestrata. Come si può notare dalla tabella 6.25, i valori dell'altezza dei puntoni equivalenti sono inferiori rispetto al caso precedente (tabella 6.18).

Tabella 6.25: Dimensioni del puntone equivalente, considerate l'incidenza delle aperture. A sinistra le bielle utilizzate in riferimento alla **parte AB** dell'edificio, a destra quelle della **parte CD** dell'edificio

Bielle						Bielle					
N	Filo Iniziale	Filo Finale	Piano Finale	Sezione Beam	Rotaz. [°]	N	Filo Iniziale	Filo Finale	Piano Finale	Sezione Beam	Rotaz. [°]
1	78	74	0	21) Biella 22x35	0	1	7	8	0	19) Biella 22x35	0
2	74	82	0	18) Biella 22x20	0	2	8	104	0	19) Biella 22x35	0
3	83	70	0	18) Biella 22x20	0	3	9	10	0	19) Biella 22x35	0
4	70	63	0	21) Biella 22x35	0	4	10	11	0	19) Biella 22x35	0
5	60	41	0	20) Biella 22x25	0	5	105	9	0	19) Biella 22x35	0
6	63	60	0	21) Biella 22x35	0	6	40	59	0	16) Biella 22x60	0
7	15	1	0	14) Biella 22x45	0	7	45	30	0	16) Biella 22x60	0
8	26	15	0	18) Biella 22x20	0	8	19	7	0	16) Biella 22x60	0
9	41	26	0	21) Biella 22x35	0	9	11	110	0	19) Biella 22x35	0
10	1	2	0	14) Biella 22x45	0	10	13	25	0	16) Biella 22x60	0
11	2	3	0	18) Biella 22x20	0	11	111	12	0	19) Biella 22x35	0
12	3	4	0	19) Biella 22x30	0	12	12	13	0	19) Biella 22x35	0
13	4	5	0	18) Biella 22x20	0	13	58	57	0	18) Biella 22x20	0
14	5	6	0	19) Biella 22x30	0	14	25	40	0	20) Biella 22x30	0
15	6	18	0	15) Biella 22x55	0	15	46	45	0	18) Biella 22x20	0
16	44	101	0	19) Biella 22x30	0	16	59	58	0	18) Biella 22x20	0
17	29	44	0	16) Biella 22x60	0	17	47	46	0	18) Biella 22x20	0
18	102	66	0	19) Biella 22x30	0	18	48	47	0	18) Biella 22x20	0
19	66	69	0	19) Biella 22x30	0	19	49	48	0	18) Biella 22x20	0
20	69	71	0	20) Biella 22x25	0	20	50	49	0	18) Biella 22x20	0
21	73	77	0	20) Biella 22x25	0	21	51	50	0	18) Biella 22x20	0
22	71	72	0	18) Biella 22x20	0	22	52	51	0	18) Biella 22x20	0
23	72	73	0	18) Biella 22x20	0	23	53	52	0	18) Biella 22x20	0
24	77	81	0	19) Biella 22x30	0	24	54	53	0	18) Biella 22x20	0
25	81	80	0	15) Biella 22x55	0	25	55	54	0	18) Biella 22x20	0
26	79	78	0	15) Biella 22x55	0	26	56	55	0	18) Biella 22x20	0
27	80	79	0	17) Biella 22x40	0	27	57	56	0	18) Biella 22x20	0

I risultati ottenuti dalle due modellazioni F.E.M. sono i seguenti. Nelle tabelle 6.26 - 6.27, è possibile valutare i risultati dell'edificio unito, nelle tabelle 6.28 - 6.29 i risultati del corpo AB del manufatto, mentre nelle tabelle 6.30 - 6.31, quelli del corpo CD.

Tabella 6.26: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'**edificio completo** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.382s x4% y53% z0%	0.38194	4.0833	52.765	0.0054741	8.7165	0.19978	14.389	Si	Si	0	2.7256E-11
2	0.318s x66% y3% z0%	0.31814	66.092	3.027	0.0022416	0.76283	3.6783	0.65995	Si	Si	0	1.5463E-11
3	0.266s x0% y12% z0%	0.26561	0.085099	12.206	0.0023417	0.16287	0.0022935	53.098	Si	Si	0	2.2101E-11

Tabella 6.27: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare dell'**edificio completo** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.396901	0.03258	0.51641	5.12E-05	0.09452	0.0017	0.16611
MODAL	Mode	2	0.345011	0.64779	0.00524	1.491E-05	0.00465	0.03981	0.05374
MODAL	Mode	3	0.269112	0.02748	0.17719	5.956E-05	0.00678	0.00375	0.48367

Tabella 6.28: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.434s x25% y34% z0%	0.43449	25.308	33.582	0.0010985	3.6826	8.1445	15.235	Si	Si	0	2.1202E-10
2	0.356s x16% y39% z0%	0.35631	15.582	39.029	0.0059327	5.3946	5.7607	17.302	Si	Si	0	4.4076E-10
3	0.278s x31% y0% z0%	0.27759	30.666	0.46499	0.014704	0.077467	7.2744	41.615	Si	Si	0	9.5491E-11

Tabella 6.29: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo AB** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.432195	0.27643	0.32944	2.069E-06	0.03892	0.10143	0.12234
MODAL	Mode	2	0.338251	0.17411	0.38417	0.00011	0.05682	0.07334	0.15662
MODAL	Mode	3	0.301691	0.25956	0.00565	0.00029	0.0012	0.04475	0.45628

Tabella 6.30: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD** con puntoni equivalenti, calcolata col programma Jasp 5.1.25

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err. λ	Err. ψ
1	0.341s x34% y12% z0%	0.3412	34.222	11.733	0.022747	6.7371	2.3931	26.67	Si	Si	0	2.6455E-12
2	0.279s x20% y51% z0%	0.27885	19.649	51.241	0.051101	14.974	1.7037	0.1583	Si	Si	0	3.4429E-11
3	0.208s x20% y7% z0%	0.20808	19.873	6.8904	0.0015743	0.21462	2.4725	40.433	Si	Si	0	1.4832E-12

Tabella 6.31: Valori relativi ai primi 3 modi di vibrare del **corpo CD** con puntoni equivalenti, calcolata col programma SAP2000

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.359196	0.33427	0.12457	0.00024	0.07952	0.02805	0.25687
MODAL	Mode	2	0.293639	0.24417	0.44781	0.00054	0.15727	0.02551	0.00571
MODAL	Mode	3	0.22629	0.13942	0.11659	0.00012	0.0097	0.02251	0.45495

Se, in prima analisi, si confrontano i risultati ottenuti dalla modellazione con e senza tamponature, si nota in generale un abbattimento del periodo dei primi modi di vibrare e un mantenimento delle masse partecipanti con piccole variazioni che ridistribuiscono le masse in direzione x ed y in modo più omogeneo, ma, come si vedrà nel capitolo successivo, le forme modali non cambieranno.

6.6.5 Analisi e confronto: livelli di modellazione, letteratura e tromografia

In questo capitolo vengono proposti una serie di confronti: tra i risultati ottenuti all'interno della modellazione, indagando le variazioni dovute all'affinamento del modello; tra i risultati ottenuti dalla modellazione e i risultati ottenuti dalle prove tromografiche e dalla letteratura.

In prima analisi, si è deciso di mettere a confronto le differenze che sussistono tra i differenti livelli di modellazione, propri di ogni software utilizzato (Jasp e SAP2000), in modo da apprezzare le variazioni che sussistono tra un livello di modellazione ed un altro, sia in termini di periodo, che in termini di masse partecipanti e forme modali; infatti non è inusuale che inserendo elementi di irrigidimento come le tamponature le forme modali possano cambiare o scambiarsi tra di loro; vedremo che comunque non è questo il caso.

I valori relativi ai primi modi di vibrare vengono quindi riportate nelle tabelle 6.32 - 6.33, invece il confronto tra le forme modali viene effettuato nelle figure 6.47 - 6.55.

Tabella 6.32: Confronto tra i periodi di vibrazione e le masse partecipanti, relativi ai primi 3 modi di vibrare trovati mediante la modellazione attraverso il software Jasp. In azzurro sono evidenziati i periodi di vibrazione, in giallo le masse partecipanti importanti per ogni modo, infine, in grassetto la massa partecipante maggiore per ogni modo. Le colonne di confronto sono relative alle differenze tra i periodi e le masse del caso (1) con la sola struttura intelaiata e quelli del caso (2) e (3) con la struttura intelaiata dotata di bielle equivalenti alle tamponature esterne. In questo caso, le celle risultano colorate attraverso una scala cromatica a seconda della intensità della differenza. In rosso le negative, in verde le positive.

RISULTATI JASP		Struttura intelaiata in c.a. (1)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne (2)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne con incidenza aperture (3)			Confronto tra (1)-(2)			Confronto (1)-(3)		
CORPO AB	T ₁ ,T ₂ ,T ₃ [s]	0,51	0,40	0,30	0,41	0,34	0,27	0,43	0,36	0,28	-0,10	-0,06	-0,03	-0,08	-0,04	-0,02
	Sx [%]	21	12	38	28	15	28	25	16	31	+7	+3	-10	+4	+4	-7
	Sy [%]	33	38	1	33	40	1	34	39	0	0	+2	0	+1	+1	-1
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	4	5	0	3	6	0	4	5	0	-1	+1	0	0	0	0
	Ry [%]	7	5	9	9	6	7	8	6	7	+2	+1	-2	+1	+1	-2
	Rz [%]	18	21	33	14	17	44	15	17	42	-4	-4	+11	-3	-4	+9
CORPO CD	T ₁ ,T ₂ ,T ₃ [s]	0,40	0,30	0,23	0,32	0,27	0,20	0,34	0,28	0,21	-0,08	-0,03	-0,03	-0,06	-0,02	-0,02
	Sx [%]	37	14	20	26	27	22	34	20	20	-11	+13	+2	-3	+6	0
	Sy [%]	6	55	9	20	44	6	12	51	7	+14	-11	-3	+6	-4	-2
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	4	17	0	10	12	0	7	15	0	+6	-5	0	+3	-2	0
	Ry [%]	3	1	2	2	2	3	2	2	2	-1	+1	+1	-1	+1	0
	Rz [%]	28	2	38	27	0	40	27	0	40	-1	-2	+2	-1	-2	+2
EDIFICIO UNITO	T ₁ ,T ₂ ,T ₃ [s]	0,42	0,34	0,28	0,37	0,31	0,26	0,38	0,32	0,27	-0,06	-0,03	-0,02	-0,04	-0,03	-0,01
	Sx [%]	6	62	1	4	67	0	4	66	0	-2	+5	-1	-2	+4	-1
	Sy [%]	47	5	14	55	2	11	53	3	12	+8	-3	-3	+6	-2	-2
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	8	1	0	9	1	0	9	1	0	+1	+	0	+1	+	0
	Ry [%]	0	4	0	0	4	0	0	4	0	+	+	+	+	+	0
	Rz [%]	17	0	49	13	1	55	14	1	53	-4	+1	+6	-3	+1	+4

Tabella 6.33: Confronto tra i periodi di vibrazione e le masse partecipanti, relativi ai primi 3 modi di vibrare trovati mediante la modellazione attraverso il software SAP2000. In azzurro sono evidenziati i periodi di vibrazione, in giallo le masse partecipanti importanti per ogni modo, infine, in grassetto la massa partecipante maggiore per ogni modo. Le colonne di confronto sono relative alle differenze tra i periodi e le masse del caso (1) con la sola struttura intelaiata e quelli del caso (2) e (3) con la struttura intelaiata dotata di bielle equivalenti alle tamponature esterne. In questo caso, le celle risultano colorate attraverso una scala cromatica a seconda della intensità della differenza. In rosso le negative, in verde le positive.

RISULTATI SAP		Struttura intelaiata in c.a. (1)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne (2)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne con incidenza aperture (3)			Confronto tra (1)-(2)			Confronto (1)-(3)		
CORPO AB	T_1, T_2, T_3 [s]	0,50	0,37	0,33	0,41	0,33	0,30	0,43	0,34	0,30	-0,09	-0,04	-0,03	-0,07	-0,03	-0,03
	Sx [%]	21	7	42	33	16	23	28	17	26	+12	+9	-19	+7	+10	-16
	Sy [%]	34	34	2	30	41	1	33	38	1	-4	+7	-1	-1	+4	-1
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	4	5	0	3	6	0	4	6	0	-1	+1	0	0	+1	0
	Ry [%]	8	4	9	12	7	4	10	7	4	+4	+3	-5	+2	+3	-5
	Rz [%]	17	29	26	11	14	49	12	16	46	-6	-15	+23	-5	-13	+20
CORPO CD	T_1, T_2, T_3 [s]	0,38	0,29	0,22	0,35	0,29	0,23	0,36	0,29	0,23	-0,03	0,00	0,01	-0,02	0,00	0,01
	Sx [%]	40	17	12	25	32	15	33	24	14	-15	+15	+3	-7	+7	+2
	Sy [%]	6	48	14	20	39	11	12	45	12	+14	-9	-3	+6	-3	-2
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	5	18	1	12	12	0	8	16	1	+7	-6	-1	+3	-2	0
	Ry [%]	4	2	2	2	3	2	3	3	3	-2	+1	0	-1	+1	+1
	Rz [%]	23	3	44	27	0	46	26	1	45	+4	-3	+2	+3	-2	+1
EDIFICIO UNITO	T_1, T_2, T_3 [s]	0,42	0,35	0,26	0,39	0,34	0,27	0,40	0,35	0,27	-0,03	-0,01	0,01	-0,02	-0,01	0,00
	Sx [%]	4	63	2	3	65	4	3	65	3	-1	+2	+2	-1	+2	1
	Sy [%]	48	1	20	54	0	16	52	1	18	+6	-1	-4	+4	+	-2
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	9	0	0	10	0	1	10	0	1	+1	+	1	+1	+	1
	Ry [%]	0	4	0	0	4	0	0	4	0	+	+	+	+	+	0
	Rz [%]	18	5	46	16	6	49	17	5	48	-2	+1	+3	-1	+	+2

Analizzando le due tabelle proposte, si possono formulare le seguenti considerazioni.

Come ci si aspettava, i periodi dei primi modi di vibrare sono maggiori se si considera la sola struttura intelaiata “nuda” in calcestruzzo armato; minori, nel caso in cui si consideri la struttura intelaiata, in cui la componente irrigidente della tamponatura esterna è stata considerata impiegando delle bielle di opportuna rigidezza, trascurando l’effetto dovuto alla eventuale presenza di aperture nelle stesse; infine, la struttura intelaiata dotata di bielle, che considerino l’effetto irrigidente delle tamponature e che tengano inoltre conto del fattore di riduzione della rigidezza delle stesse per effetto delle aperture, è quella che presenta dei periodi intermedi tra le altre due modellazioni.

Un altro aspetto importante da sottolineare è che, inserendo le bielle che simulino il comportamento delle tamponature esterne, si osserva una variazione delle masse partecipanti dei vari modi, in alcuni casi anche importanti, soprattutto per quanto riguarda la componente rotazionale in direzione z nei modi di vibrare del copro AB e anche la componente traslazionale in direzione x ed y nel primo e secondo modo dei entrambi i corpi. Considerando l’edificio nel suo complesso, invece, non si nota una particolare variazione nelle masse partecipanti dei differenti modi di vibrare; questo è probabilmente dovuto alla sua struttura a L che presenta già una distribuzione delle rigidezze più complessa dei due corpi separati.

Infine, si può notare che, nonostante varino le masse partecipanti, non cambiano e nemmeno si invertono le forme modali dei primi modi di vibrare (come invece potrebbe accadere); ovviamente, come mostrato nelle figure 6.47 – 6.55, inserendo le tamponature si aumenta nel complesso la rigidezza della struttura e, pertanto, si possono notare anche delle diminuzioni degli spostamenti associati alle deformate dei modi di vibrare.

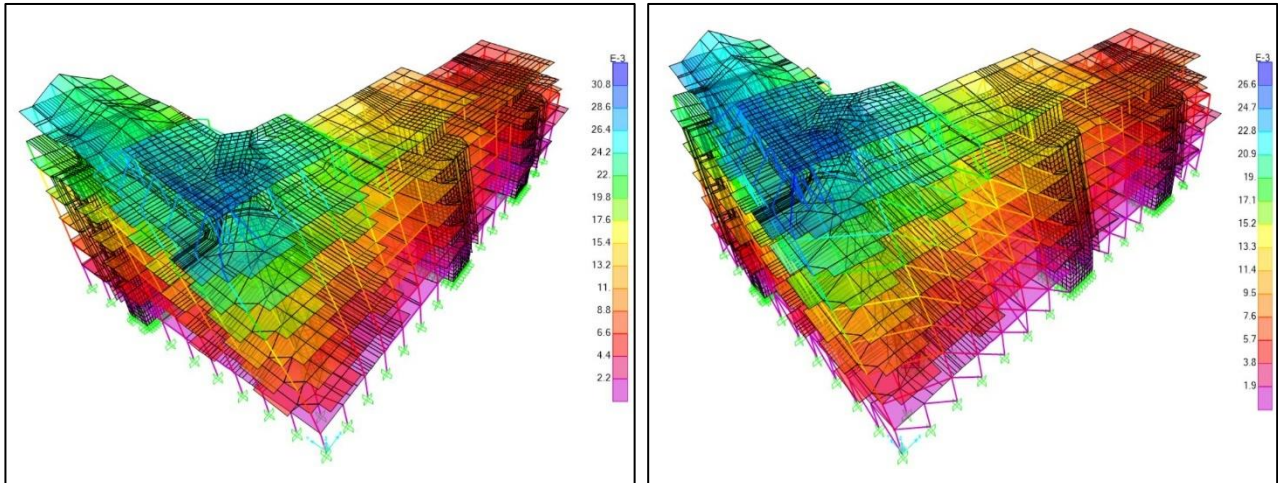


Figura 6.47: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare dell'intero edificio. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

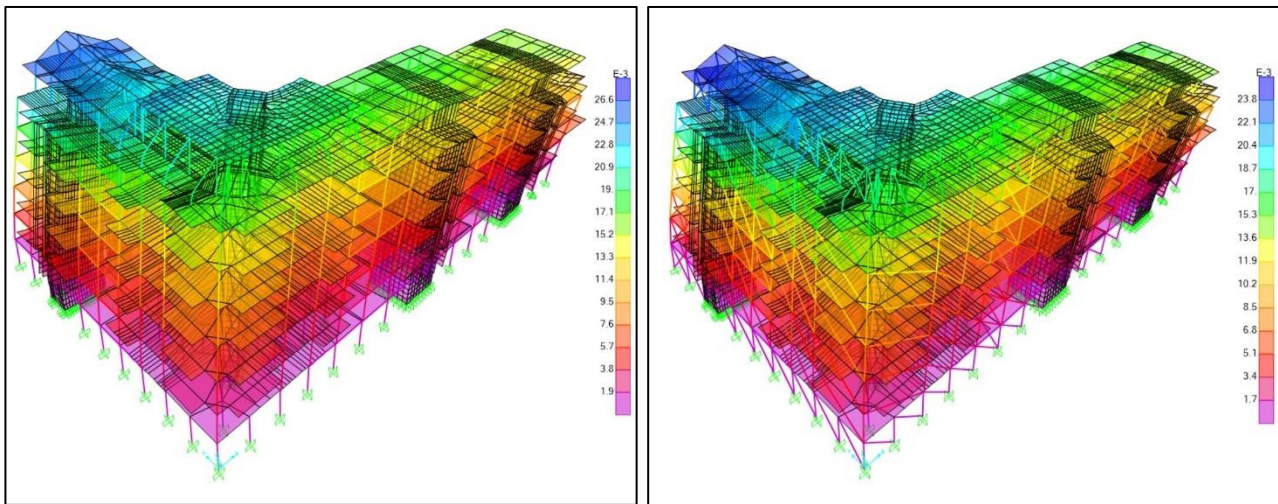


Figura 6.48: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare dell'intero edificio. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

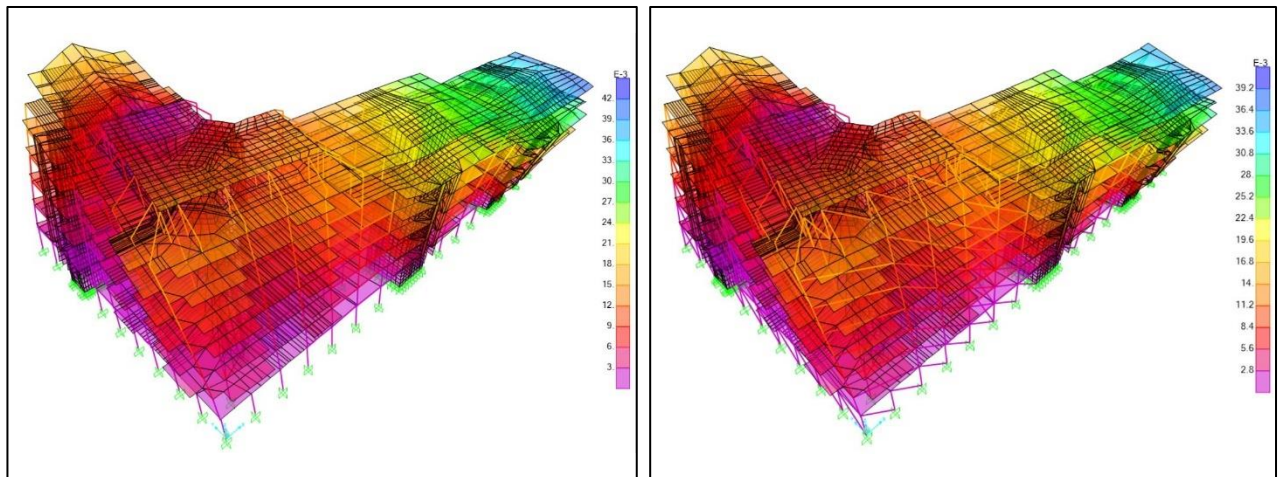


Figura 6.49: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare dell'intero edificio. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

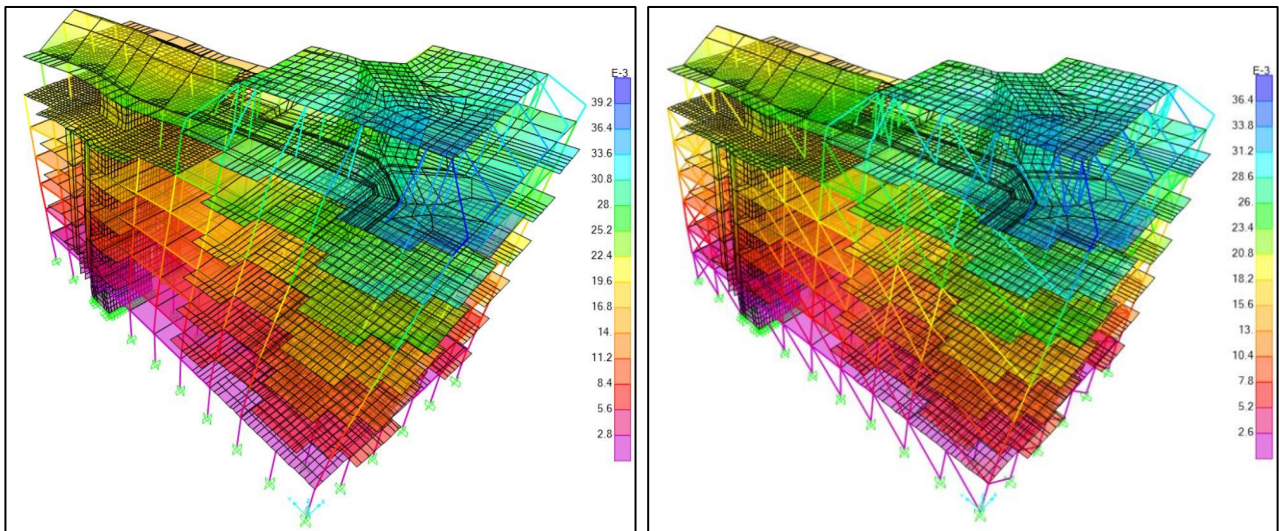


Figura 6.50: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare del **corpo AB**. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

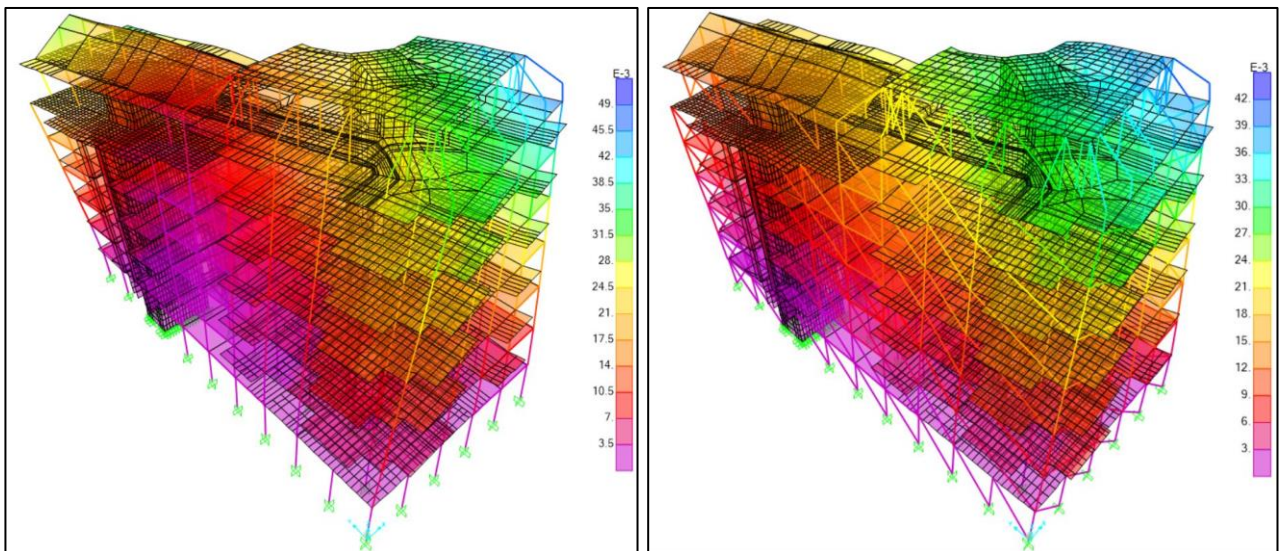


Figura 6.51: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare del **corpo AB**. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

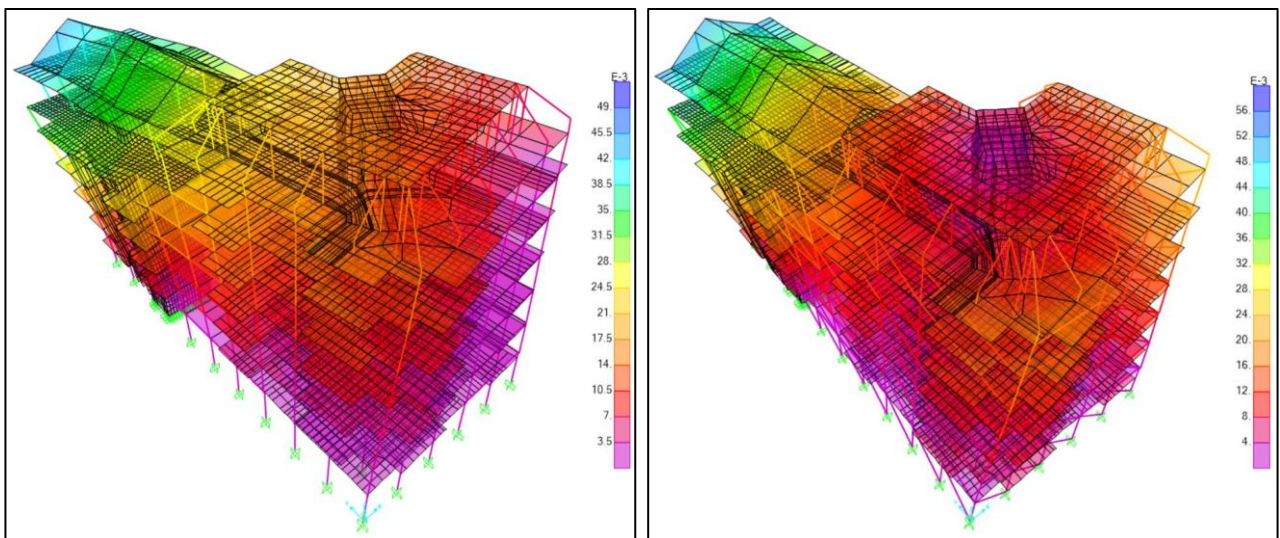


Figura 6.52: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare del **corpo AB**. A sinistra: struttura intelaiata "nuda"; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l'incidenza delle aperture

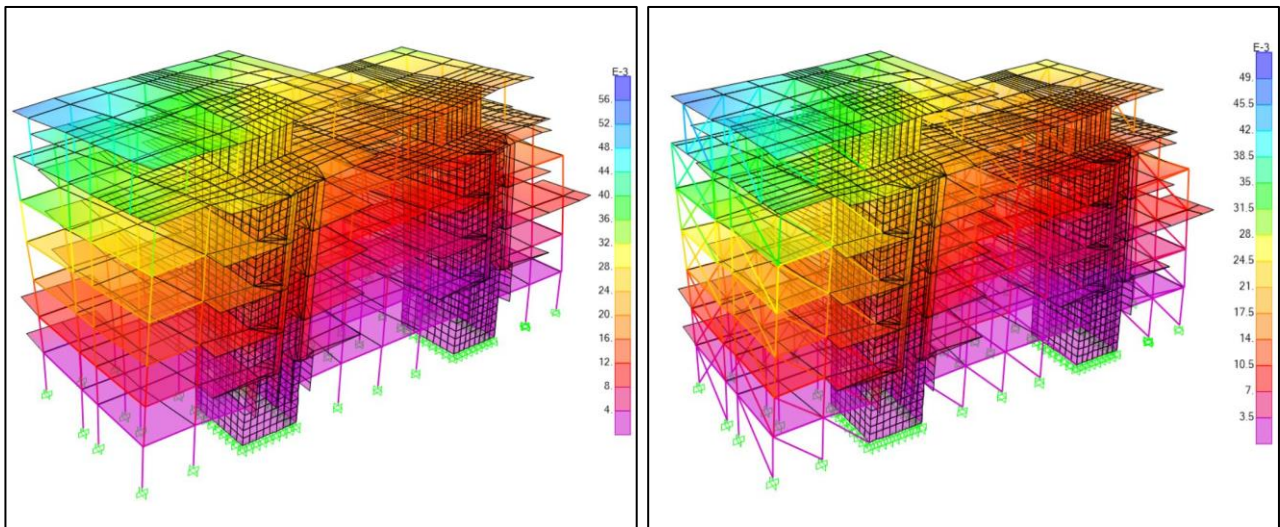


Figura 6.53: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 1° modo di vibrare del **corpo CD**. A sinistra: struttura intelaiata “nuda”; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l’incidenza delle aperture

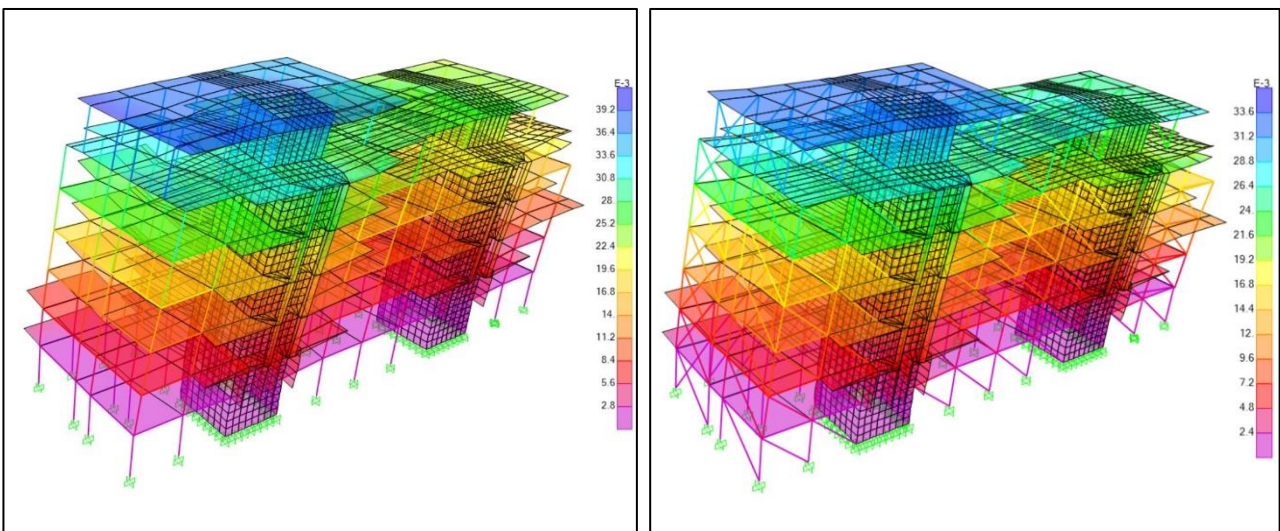


Figura 6.54: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 2° modo di vibrare del **corpo CD**. A sinistra: struttura intelaiata “nuda”; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l’incidenza delle aperture

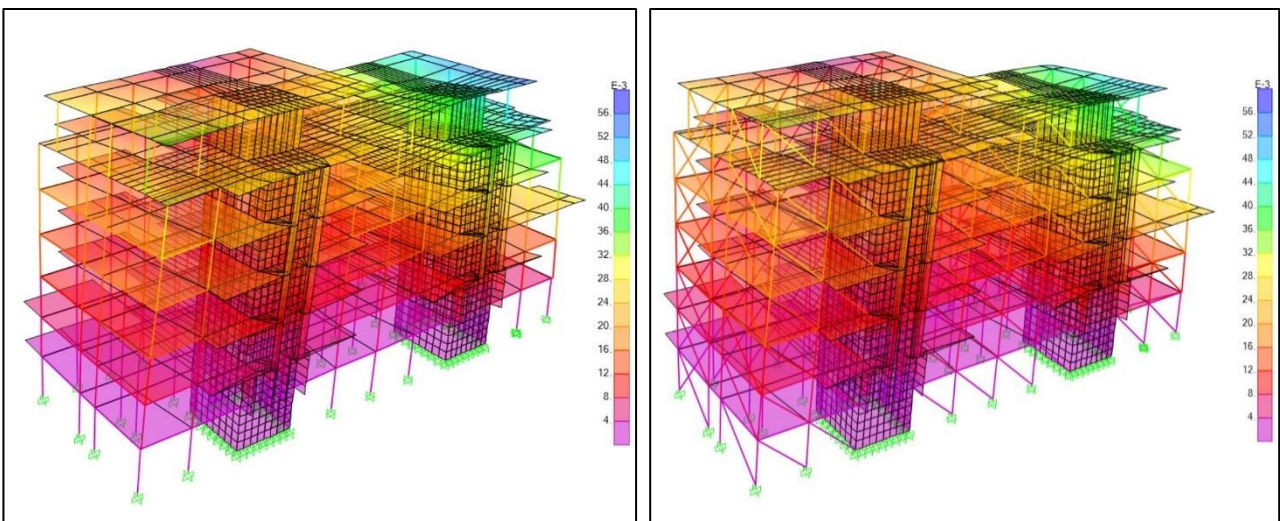


Figura 6.55: Confronto deformata e relativi spostamenti [m] del 3° modo di vibrare del **corpo CD**. A sinistra: struttura intelaiata “nuda”; a destra: struttura intelaiata con bielle equivalenti a simulazione delle tamponature, valutata l’incidenza delle aperture

Nella tabella seguente, invece (tabella 6.34), viene proposto un confronto tra i risultati ottenuti nella modellazione della medesima struttura dei due differenti software, i cui valori sono riportati nelle tabelle precedenti; questo confronto è stato presentato solo per individuare particolari differenze e, in caso, di eventuali errori di modellazione in uno dei software utilizzati.

Si noti come la variazione massima di periodi sia di 0,03 secondi, mentre la variazione di massa partecipante massima sia dell'8%. Poiché non sono state riscontrate particolari deviazioni nei risultati, si possono ritenere i risultati ottenuti attendibili e corretti.

Tabella 6.34: Confronto tra i periodi di vibrazione e le masse partecipanti, relativi ai primi 3 modi di vibrare trovati mediante la modellazione attraverso il software Jasp e il software SAP2000. In azzurro sono evidenziati i periodi di vibrazione. In questo caso, le celle risultano colorate attraverso una scala cromatica a seconda della intensità della differenza. In rosso quando il valore in SAP200 è maggiore, in verde quando il valore in Jasp è maggiore.

CONFRONTO JASP-SAP		Struttura intelaiata in c.a. (1)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne (2)			Struttura intelaiata in c.a. con tamponature esterne con incidenza aperture (3)		
CORPO AB	T_1, T_2, T_3 [s]	0,01	0,03	-0,03	0,00	0,01	-0,03	0,00	0,02	-0,02
	Sx [%]	0	5	-4	-5	-1	5	-3	-1	5
	Sy [%]	-1	4	-1	3	-1	0	1	1	-1
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
	Ry [%]	-1	1	0	-3	-1	3	-2	-1	3
	Rz [%]	1	-8	7	3	3	-5	3	1	-4
CORPO CD	T_1, T_2, T_3 [s]	0	0,01	0,01	-0,03	-0,02	-0,03	-0,02	-0,01	-0,02
	Sx [%]	-3	-3	8	1	-5	7	1	-4	6
	Sy [%]	0	7	-5	0	5	-5	0	6	-5
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	-1	-1	-1	-2	0	0	-1	-1	-1
	Ry [%]	-1	-1	0	0	-1	1	-1	-1	-1
	Rz [%]	5	-1	-6	0	0	-6	1	-1	-5
EDIFICIO UNITO	T_1, T_2, T_3 [s]	0	-0,01	0,02	-0,02	-0,03	-0,01	-0,02	-0,03	0,00
	Sx [%]	2	-1	-1	1	2	-4	1	1	-3
	Sy [%]	-1	4	-6	1	2	-5	1	2	-6
	Sz [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rx [%]	-1	1	0	-1	1	-1	-1	1	-1
	Ry [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rz [%]	-1	-5	3	-3	-5	6	-3	-4	5

In ultima analisi si propone un confronto generale tra i valori ottenuti tramite le prove effettuate e i valori ottenuti da modellazione.

Per prima cosa si procede con l'illustrazione del confronto dei valori ottenuti per l'intero edificio; i periodi ottenuti tramite la modellazione vengono messi in relazione a quelli ottenuti dalle rilevazioni effettuate sui corpi AB e CD, in modo da poter individuare eventuali frequenze che possano essere proprie di una vibrazione complessiva del manufatto e non del singolo corpo. In ogni caso, se si individua una particolare frequenza che corrisponda ad un periodo di vibrazione dell'intero edificio, non è detto che la stessa frequenza non sia propria anche di un singolo corpo. Questo confronto è proposto nella tabella 6.35.

Tabella 6.35: Confronto tra i periodi di vibrazione ottenuti dalle comuni formule presenti in letteratura, dalle rilevazioni tromografiche e quelli ottenuti dalla modellazione dell'intero edificio, confrontando i modelli studiati: la sola struttura intelaiata in c.a., la struttura a telaio dotata di tamponature esterne, e la struttura a telaio dotata di tamponature esterne a cui è stata valutata l'incidenza delle aperture. In color senape sono evidenziate le celle dei periodi rilevati nel corpo AB, invece in azzurro sono evidenziate quelle dei periodi rilevati nel corpo CD. In verde sono evidenziate le celle dei periodi ricavati attraverso le prove e quelli attraverso la modellazione che più si avvicinano al comportamento reale della struttura: si tratta di questi valori che bisognerebbe mettere a diretto confronto.

Posizione	Direzione	Periodi fondamentali relativi ai picchi di frequenza dei grafici H/V attraverso le prove tromografiche	Periodi da modellazione					
			Struttura intelaiata		Struttura intelaiata con pareti		Struttura intelaiata con pareti finestate	
			T _{SAP} [s]	T _{Jasp} [s]	T _{SAP} [s]	T _{Jasp} [s]	T _{SAP} [s]	T _{Jasp} [s]
EDIFICIO UNITO	x	0,47	-	-	-	-	-	-
		0,40	-	-	-	-	-	-
		0,39	-	-	-	-	-	-
		0,35	-	-	-	-	-	-
		0,32	0,35	0,34	0,34	0,31	0,35 (S _x =65%)	0,32 (S _x =66%)
		0,29	-	-	-	-	-	-
		0,29	0,26	0,28	0,27	0,26	0,27 (R _z =48%)	0,27 (R _z =53%)
		0,27	-	-	-	-	-	-
		0,16	-	-	-	-	-	-
		0,13	-	-	-	-	-	-
	y	0,49	-	-	-	-	-	-
		0,37	0,42	0,42	0,39	0,37	0,40 (S _y =52%)	0,38 (S _y =53%)
		0,35	-	-	-	-	-	-
		0,31	-	-	-	-	-	-
		0,29	-	-	-	-	-	-
		0,29	0,26	0,28	0,27	0,26	0,27 (R _z =48%)	0,27 (R _z =53%)
		0,26	-	-	-	-	-	-
		0,15	-	-	-	-	-	-
		0,12	-	-	-	-	-	-

Come affermato in precedenza, è possibile che i valori di frequenza ritrovati durante lo svolgimento della prova si riferiscano ad un comportamento globale del manufatto e non del singolo corpo; bisogna, infatti, non dimenticare che i dati ottenuti con la sismica passiva, in particolare la frequenza e quindi il periodo dei principali modi di vibrare della struttura in esame, si riferiscono a prove tromografiche effettuate tenendo conto del rumore ambientale. Le vibrazioni ambientali producono sollecitazioni di modestissima entità, con spostamenti dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-3} cm, in un intervallo di frequenze molto al di sotto della soglia di percezione umana. Ciò comporta forze modestissime non in grado di attivare comportamenti plastici della struttura, invece attivabili con sismi di media ed elevata intensità, in particolar modo, relativamente a questo caso, non sono in grado di realizzare completamente la separazione dei due corpi dell'edificio, come avviene nella realtà quando si verifica un terremoto; pertanto la struttura si potrebbe comportare come se il giunto strutturale non esistesse. Inoltre, altra conseguenza di questo fatto, è che il periodo rilevato dalle prove tromografiche deve essere allungato di un fattore k che è variabile tra valori di 0,75 e 0,90, per comodità nella tabella 6.35 e nelle altre, considerato fisso ad un valore di 0,85. È ovvio, pertanto, che per differenti periodi, utilizzando coefficienti differenti, si otterrebbe un riscontro ancora più simile di quanto sia nelle tabelle proposte.

La tabella 6.35 mostra, infatti, che si possono individuare alcune frequenze, già individuate nei capitoli precedenti, che possono essere quelle di risposta dell'edificio nel suo complesso, trascurando la presenza del vincolo strutturale. I periodi a cui si fa riferimento sono quelli, in particolare, con valori vicini a 0,34 secondi e 0,40 secondi; c'è da sottolineare che questi periodi compaiono in entrambe le rilevazioni avvenute nei due distinti corpi dell'edificio, elemento che evidenzia la possibilità che gli stessi possano proprio individuare un comportamento globale del manufatto, piuttosto che del singolo corpo; questa affermazione non è però definitiva, infatti nulla toglie alla possibilità che gli stessi si riferiscano anche a periodi dei singoli corpi.

Di seguito si riporta, infine, la tabella 6.36 che riguarda il confronto generale tra i periodi ottenuti attraverso i differenti livelli di modellazione, i risultati ottenuti attraverso le prove tromografiche e i valori ottenuti attraverso le comuni formule presenti in letteratura per la determinazione del periodo fondamentale di un manufatto edilizio. Per quanto riguarda i valori ricavati dalle formule della letteratura si sono riportati, per non appesantire la tabella, solamente quello semplificato proposto da NERPH [28] e quello di Ricci et al. [27], in quanto risultano essere gli unici significativamente differenti, mentre tutti gli altri si avvicinavano al valore del primo.

Tabella 6.36: Confronto tra i periodi di vibrazione ottenuti dalle comuni formule presenti in letteratura, dalle rilevazioni tromografiche e quelli ottenuti dalla modellazione dei due corpi dell'edificio, **AB** e **CD**, confrontando i modelli studiati: la sola struttura intelaiata in c.a., la struttura a telaio dotata di tamponature esterne, e la struttura a telaio dotata di tamponature esterne a cui è stata valutata l'incidenza delle aperture. In verde sono evidenziate le celle dei periodi ricavati attraverso le prove e quelli attraverso la modellazione che più si avvicinano al comportamento reale della struttura: si tratta di questi valori che bisognerebbe mettere a diretto confronto.

Posizione	Periodi in letteratura		Direzione	Periodi fondamentali relativi ai picchi di frequenza dei grafici H/V attraverso le prove tromografiche	Periodi da modellazione					
					Struttura intelaiata		Struttura intelaiata con pareti		Struttura intelaiata con pareti finestrate	
	$T_{1,NERPH}$ [s]	$T_{1,Ricci}$ [s]			T_{SAP} [s]	T_{Jasp} [s]	T_{SAP} [s]	T_{Jasp} [s]	T_{SAP} [s]	T_{Jasp} [s]
CORPO AB	0,8	0,34	x	0,47	-	-	-	-	-	-
				0,40	0,50	0,51	0,41	0,41	0,43 ($S_x=28\%$)	0,43 ($S_x=25\%$)
				0,32	0,37	0,40	0,33	0,34	0,34 ($S_x=17\%$)	0,36 ($S_x=16\%$)
				0,29	0,33	0,30	0,30	0,27	0,30 ($R_z=46\%$)	0,28 ($R_z=42\%$)
				0,16	-	-	-	-	-	-
			y	0,49	0,50	0,51	0,41	0,41	0,43 ($S_y=33\%$)	0,43 ($S_y=34\%$)
				0,37	0,37	0,40	0,33	0,34	0,34 ($S_y=38\%$)	0,36 ($S_y=39\%$)
				0,29	0,33	0,30	0,30	0,27	0,30 ($R_z=46\%$)	0,28 ($R_z=42\%$)
CORPO CD	0,7	0,29	x	0,12	-	-	-	-	-	-
				0,35	0,38	0,40	0,35	0,32	0,36 ($S_x=33\%$)	0,34 ($S_x=34\%$)
				0,31	-	-	-	-	-	-
				0,29	0,29	0,30	0,29	0,27	0,29 ($S_x=24\%$)	0,28 ($S_x=20\%$)
				0,26	0,22	0,23	0,23	0,20	0,23 ($R_z=45\%$)	0,21 ($R_z=40\%$)
				0,15	-	-	-	-	-	-
			y	0,39	-	-	-	-	-	-
				0,35	0,38	0,40	0,35	0,32	0,36 ($S_y=12\%$)	0,34 ($S_y=12\%$)
				0,29	0,29	0,30	0,29	0,27	0,29 ($S_y=45\%$)	0,28 ($S_y=51\%$)
				0,27	0,22	0,23	0,23	0,20	0,23 ($R_z=45\%$)	0,21 ($R_z=40\%$)
				0,13	-	-	-	-	-	-

Sulla base dei risultati presenti in tabella 6.36 si possono formulare le seguenti considerazioni.

Innanzitutto si può notare come i periodi ottenuti attraverso le formulazioni presenti in letteratura comportino, in questo caso, un'eccessiva sovrastima del periodo proprio di vibrazione del manufatto.

L'unica formulazione che si avvicini ai valori reali, confermati dalle prove sperimentali e dalla modellazione, risulta essere quella proposta da Ricci et al.

Per quanto riguarda, invece, il confronto tra i periodi rilevati attraverso le prove sperimentali (poi opportunamente corretti per tener conto della capacità di plasticizzazione di una struttura in calcestruzzo armato) e i periodi ottenuti attraverso la modellazione, esso evidenzia la omogeneità dei risultati: nella maggior parte dei casi per un periodo rilevato sperimentalmente ne corrisponde uno riscontrato nella modellazione; in altri casi questo non è sempre evidente. Questo è dovuto al fatto che non è detto che le prove sperimentali evidenzino tutte le frequenze proprie di vibrazione dell'edificio, in particolare se esso risulta complesso e inoltre suddiviso su due differenti corpi da un giunto strutturale. In altri casi questo può essere dovuto che il comportamento reale della struttura sia, in verità, una via di mezzo tra i modelli realizzati, quello a sola struttura nuda in calcestruzzo e quello dotato di bielle equivalenti a simulazione delle tamponature.

È importante ricordare che più risulta semplice e regolare la configurazione strutturale del manufatto edilizio, come ad esempio un ponte od una torre, più risulta semplice individuarne le frequenze proprie di vibrazione attraverso le prove tromografiche. Nei casi più complessi, come quello preso in esame, si possono riscontrare diverse complessità, in precedenza illustrate, relative alla individuazione del comportamento dinamico del manufatto.

6.7 Conclusioni: importanza e finalità delle indagini tromografiche e della modellazione

In base ai risultati ottenuti ed analizzati nei capitoli precedenti, si possono effettuare una serie di considerazioni importanti sull'utilità di conseguire una buona modellazione del manufatto, accompagnata dall'esecuzione di indagini dinamiche mediante micro-tremore ambientale. Ovviamente esistono altri tipi di indagini dinamiche, ognuna con i suoi pregi e difetti, ma questa risulta essere quella con minor incidenza per costi ed invasività.

Le prove tromografiche sono state effettuate al fine di conoscere il comportamento dinamico della struttura, analizzata all'anno 2016. I dati raccolti ci forniscono una mappa del comportamento strutturale in risposta alle vibrazioni del micro-rumore ambientale; tali dati potranno essere confrontati, in un futuro, per avere informazioni riguardanti eventuali degradi del calcestruzzo e compromissione di parte della struttura o degli elementi non-strutturali che contribuiscono all'irrigidimento della struttura stessa, come le tamponature esterne.

Questi fenomeni possono presentarsi in seguito al verificarsi di:

- Sismi di varia entità, i quali possono danneggiare visibilmente o meno, fessurando, plasticizzando o rompendo, parti della struttura in c.a. o le tamponature del manufatto: a seguito di questi eventi è possibile che si riscontrino danni visibili agli elementi strutturali e non, che comportino, ovviamente, anche un cambiamento nel comportamento dinamico del manufatto; tuttavia possono anche esserci danni apparentemente non visibili, che, invece, vengono rilevati analizzando i dati ottenuti da un confronto diretto tra indagini tromografiche, effettuate prima e dopo l'avvenimento del sisma.
- Danneggiamenti o degradi del calcestruzzo o degli elementi tamponati dovuti ad altri fattori, a volte di cui si dimentica l'influenza che possono avere sulla risposta strutturale di un edificio, sia statica che dinamica, come:
 - riduzione delle sezioni, dovute all'usura, alla carbonatazione, alla corrosione o altro;

- deformazioni e fessurazioni delle sezioni, anche dovuti a carichi di esercizio non previsti in fase di progettazione, deformazioni a fatica o altro;
- cambi di destinazioni d'uso del manufatto o di una sua parte; modifiche, anche solo architettoniche, applicate a parte del manufatto.

Risulta evidente che le prove sperimentali debbano essere affiancate da una fedele modellazione strutturale dei componenti progettati.

Nel capitolo precedente si è visto come le indagini dinamiche, mediante microtremore ambientale, sono risultate particolarmente utili per la validazione e l'affinamento dei modelli; infatti, affinando la modellazione per gradi, con l'inserimento degli irrigidimenti dati dalle tamponature esterne, si è riusciti ad avere un modello che riproduca fedelmente la struttura costruita, che risulta essere in linea e direttamente confrontabile con i risultati ottenuti dalla sismica passiva.

Una volta definite, pertanto, le caratteristiche di risposta dinamica di un edificio attraverso prove dinamiche e modellazione, sarà possibile, in un futuro, monitorare la variazione della stessa risposta dell'edificio nel tempo, a seguito di avvenimenti catastrofici, o semplicemente a seguito di un degrado dovuto all'usura e al passare del tempo.

Infatti, a questo punto, effettuando nuove indagini dinamiche, si potrà notare una variazione o meno delle frequenze proprie di vibrazione rilevate; nel caso in cui si rilevino delle variazioni nella risposta dinamica rispetto allo stato iniziale del manufatto, mediante indagini visive, ove possibile, o indagini più o meno invasive, si individueranno eventuali danni o degradi di vario tipo che possano avere causato tale fenomeno; infine, sulla base delle indagini effettuate, si potrà procedere con l'esecuzione di una modellazione, o, se in possesso, di una modifica locale del modello allo stato iniziale, simulando in vario modo le cause del degrado, in modo da verificare l'effettivo stato di danno del manufatto; confrontando, a questo punto, i dati della modellazione e delle indagini dinamiche, sarà possibile confermare o meno le ipotesi di danno, avanzate durante l'esecuzione delle indagini sulla integrità del manufatto.

A titolo di esempio, si immagini che un sisma colpisca il fabbricato nel 2030.

Effettuando una nuova prova tromografica successivamente all'evento catastrofico si potranno avere nuovi dati di frequenza della struttura, che andranno comparati con quelli effettuati all'inizio della vita del manufatto.

A seconda dell'entità del sisma si potranno avere una serie di possibili scenari. Come primo stato di danno, già un sisma di bassa intensità o il primo "shock" sismico di sismi di alta intensità distruggerebbero il collegamento tamponatura – struttura intelaiata e provocherebbero almeno la fessurazione delle tamponature, rendendole di fatto inefficaci ad assorbire e dissipare parte dell'energia sismica e, inoltre, riducendo, anche se in modo modesto, la rigidezza e la resistenza globale della struttura.

Di fatto, pertanto, dopo il primo "after-shock", la struttura sarebbe priva di tamponature nelle quali dissipare quota parte dell'energia cinetica in ingresso; ciò porterebbe, in caso di una seconda scossa, anche se di minore intensità, ad un accumulo di energia in ingresso, gravante esclusivamente sulla struttura portante intelaiata, e ciò potrebbe portare ad alterazioni della capacità portante, fino al collasso di porzioni dell'edificio o dell'intero manufatto. È per questo motivo che, dopo il primo "after-shock", le strutture in calcestruzzo armato vengono dichiarate, a priori, inagibili, in seguito a scosse sismiche di elevata intensità che abbiano danneggiato le tamponature o la connessione tamponatura-struttura, anche se la struttura portante non ha accusato danni.

Inoltre, anche se la struttura o parte di essa non dovesse collassare e le tamponature non dovessero distaccarsi, è possibile che sismi di alta intensità causino la plasticizzazione di porzioni o dell'intera struttura intelaiata, modificando le proprietà dinamiche, oltre che statiche, del costruito. Come conseguenza della

plasticizzazione si avranno una serie di conseguenze, tra cui l'allungamento del periodo proprio di vibrazione, fenomeno che potrà essere rilevato dall'esecuzione di nuove indagini dinamiche.

A supporto di questa tesi, sono stati condotti una serie di studi inerenti al problema delle rilevazioni dei cambiamenti delle frequenze proprie di un manufatto edilizio, a seguito (e durante) del verificarsi di eventi sismici di varia entità e per effetto del passare del tempo. Un caso di riferimento che si vuole presentare è quello della Millikan Library a Pasadena, studiato da *The Southern California Seismic Network (SCSN)*. Lo studio è stato condotto, installando delle stazioni sismiche nell'edificio che monitorino in modo continuo le frequenze proprie di vibrazione del manufatto. Quello che è stato rilevato può essere brevemente così riassunto:

- Al tempo t_0 la frequenza propria di vibrazione del manufatto è la più alta rilevata, pari a 1,45 Hz;
- Durante il verificarsi di terremoti di differente entità, si registra un abbassamento delle frequenze proprie di vibrazione temporaneo, di valori compresi tra il 10 e il 30% circa rispetto al valore che si registrava prima dell'evento sismico; a seguito del sisma, si registra nuovamente un innalzamento delle frequenze;
- A seguito del terremoto si registra un abbassamento delle frequenze permanente, rispetto a quello rilevato precedentemente all'evento sismico, di un valore che dipende dall'entità dello stesso e quindi dall'entità delle deformazioni non lineari subite permanentemente dalla struttura;
- Anche per effetto del passare del tempo, si registra un leggero decremento periodico della frequenza propria del manufatto: questo può essere dovuto al degrado della struttura, per effetto di una serie di differenti cause, oppure non è da escludere che queste variazioni possano essere attribuite anche a piccoli cambiamenti e assestamenti della struttura e del sistema struttura-suolo.

Di seguito viene riportata la tabella riepilogativa delle variazioni di frequenza di vibrazione dal 1967 al 2003 della Millikan Library, a seguito di una serie di eventi sismici [19].

Tabella 6.37: Frequenze naturali di vibrazione e picchi di accelerazione di dati selezionati a seguito di eventi sismici o forzanti sperimentali, della Millikan Library, Pasadena (CA)

Event/Test	East-West				North-South			
	Nat. Freq. (Hz)	%diff1	%diff2	mx accn (cm/sec ²)	Nat. Freq. (Hz)	%diff1	%diff2	mx accn (cm/sec ²)
Forced vibrations, 1967	1.45	—	—	—	1.90	—	—	—
Lytle Creek, 1970, M 6.3, $\Delta = 57$ km	1.30	10.3	10.3	49	1.88	1.1	1.1	34
San Fernando, 1971, M 6.6, $\Delta = 31$ km	1.0	31.0	31.0	306	1.64	13.7	13.7	341
Forced vibrations, 1974	1.21	16.6	16.6	—	1.77	6.8	6.8	—
Whittier Narrows, 1987, M 6.1, $\Delta = 19$ km	1.00	31.0	17.4	262	1.33	30.0	24.9	534
Forced vibrations, 1988	1.18	18.6	2.5	—	1.70	10.5	4.0	—
Sierra Madre, 1991, M 5.8, $\Delta = 18$ km	0.92	36.6	22.0	246	1.39	26.8	18.2	351
Forced vibrations, 1993	1.17	19.3	0.8	—	1.69	11.1	0.6	—
Northridge, 1994, M 6.7, $\Delta = 34$ km	0.94	35.2	19.7	143	1.33	30.0	21.3	512
Forced vibrations, 1994	1.15	20.6	1.7	—	1.67	12.1	1.2	—
Forced vibrations, 1995	1.15	20.6	0.0	—	1.68	11.6	-0.6	—
Beverly Hills, 2001, M 4.2, $\Delta = 26$ km	1.16	20.0	-0.9	9.3	1.68	11.6	0.0	11.8
Forced vibrations, 2002, full weights	1.11	23.4	3.5	3.6	1.64	13.7	2.4	8.0
Forced vibrations, 2002, half weights	1.14	21.4	0.9	1.9	1.67	12.1	0.6	4.1
Big Bear, 2003, M 5.4, $\Delta = 119$ km	1.07	26.2	6.1	14.2	1.61	15.3	3.6	22.6
Continuous data average, May 2001–Nov. 2003	1.19	—	—	—	1.72	—	—	—
San Simeon, 2003, M 6.5, $\Delta = 323$ km	1.14	21.4	0.0	20.4	1.54	18.9	7.8	14.3

Per applicare questo esempio al caso studiato, la prima perdita di rigidità del manufatto edilizio, dovuta al distacco o alla fessurazione delle tamponature esterne, è semplicemente simulata dalla modellazione semplice della sola struttura intelaiata in calcestruzzo armato, rispetto al modello completo di tamponature.

In maniera molto semplificata, per simulare gli effetti dovuti alla plasticizzazione della struttura in calcestruzzo armato, è stato modificato il modello iniziale, già privo di tamponature (le quali saranno in ogni caso le prime a collassare, distaccarsi o fessurarsi) del manufatto edilizio, applicando una riduzione globale del modulo elastico del materiale, prima al 75%, poi al 50% di quello originale, e se ne sono studiati gli effetti.

Confrontando i risultati ottenuti dalla modellazione con i risultati ottenuti dalle indagini dinamiche, sarà possibile, quindi, stimare l'entità del danno causato dal sisma.

Di seguito, nella tabella 6.38, si riportano le simulazioni effettuate sul manufatto edilizio considerato, riportando, per semplicità, i risultati ottenuti per il primo modo di vibrare, in quanto i seguenti si comportano in linea con i risultati ottenuti per il primo. È evidente che, come ipotizzato, il periodo aumenta in proporzione allo stato di danno (mentre le forme modali rimangono inalterate), aumentando del 5-15% nel caso di collasso delle tamponature, del 25-35% nel caso in cui si consideri un $E_{75\%}$, e del 45-65% nel caso in cui si consideri un $E_{50\%}$.

Dai risultati ottenuti, è evidente come sia fondamentale verificare l'idoneità statica e dinamica di un edificio a seguito di un evento catastrofico come il sisma che potrebbe compromettere in modo significativo le proprietà dinamiche, oltre che statiche del manufatto considerato.

Tabella 6.38: Simulazione di effetti dovuti al degrado e al danno del manufatto edilizio sul periodo proprio di vibrazione del primo modo di vibrare: fessurazione o distacco delle tamponature esterne e plasticizzazione del telaio strutturale con perdita di modulo elastico

Modellazione		Periodi propri del primo modo di vibrare [s]			
TIPO	Software	Struttura con tamponature (Stato di fatto)	Struttura intelaiata "nuda"	Struttura con calcestruzzo $E_{75\%}$	Struttura con calcestruzzo $E_{50\%}$
EDIFICIO UNITO	SAP2000	0,40	0,42	0,48	0,59
	Jasp	0,38	0,42	0,49	0,60
CORPO AB	SAP2000	0,43	0,50	0,58	0,71
	Jasp	0,43	0,51	0,59	0,72
CORPO CD	SAP2000	0,36	0,38	0,44	0,53
	Jasp	0,34	0,40	0,47	0,57

Oltre alla verifica della idoneità sismica di un manufatto edilizio a seguito di un evento catastrofico, quale è il sisma, risulta, comunque, importante ed auspicabile il monitoraggio programmato delle strutture a cadenze periodiche, così da constatare, in maniera immediata, alterazioni del comportamento dinamico di un oggetto edilizio (che può essere dovuto a differenti cause, come precedentemente affermato), con un intervento a basso costo, quale è quello delle prove tromografiche.

In conclusione, le indagini dinamiche mediante micro-tremore ambientale risultano particolarmente utili per la validazione dei modelli numerici di riferimento ed in particolare per due scopi principali:

- Il primo è la stima del livello di vulnerabilità sismica. Il massimo trasferimento di energia dal suolo alla struttura avviene in corrispondenza delle frequenze di risonanza di questa ultima ed inoltre, in presenza di fenomeni di risonanza del suolo, saranno le frequenze corrispondenti ai modi di vibrazioni propri quelle maggiormente eccitate in caso di terremoto;

- Il secondo scopo delle indagini dinamiche mediante micro-tremore ambientale è il monitoraggio dello stato di conservazione del manufatto. Ci si può aspettare infatti che le variazioni delle proprietà meccaniche della struttura si riflettano sulle frequenze di vibrazione modali. Confrontando quindi le misure di risonanza condotte in tempi diversi (a distanza di mesi o anni per valutare lo stato di conservazione o dopo un eventuale evento potenzialmente dannoso), è possibile rivelare eventuali danneggiamenti non altrimenti identificabili.

7 CONCLUSIONI

Questo capitolo di chiusura, vuole essere un riassunto degli aspetti più importanti emersi nel corso della trattazione; per quanto riguarda le conclusioni in dettaglio e il confronto diretto dei dati e dei risultati conseguiti, si rimanda ai capitoli di riferimento.

Sulla base degli elementi studiati, in merito alle prove sperimentali di caratterizzazione meccanica, si possono formulare le seguenti considerazioni:

1. Per qualità strutturale si vuole intendere la proprietà di un calcestruzzo di contenere la dispersione delle resistenze meccaniche entro un certo limite molto basso: si può parlare del 5-10%. Infatti una stessa produzione può essere diversamente giudicata a seconda della dispersione, pur avendo lo stesso valore medio; viceversa, è possibile rispondere a valori caratteristici imposti, agendo sul contenimento delle dispersioni, anziché sull'innalzamento dei valori medi. La riduzione della dispersione ha in sé molti significati: può essere intesa come razionalizzazione del processo di produzione (riduzione degli scarti) o, anche, come elemento promozionale (prodotto con marchio di qualità, con prestazioni cioè garantite), o come strumento di più chiara quantificazione della sicurezza statica. I fattori su cui si può agire per ottenere un prodotto più costante sono diversi.
2. Vi è una correlazione diretta tra dispersione dei risultati della resistenza di un materiale e coefficiente di sicurezza utilizzato nel metodo semi-probabilistico agli stati limite; la correlazione è, d'altra parte, anche molto intuitiva: si è infatti portati a dare maggiore fiducia ad un materiale con proprietà meccaniche più definite (come avviene per l'appunto con l'acciaio), piuttosto che più disperse. Questa fiducia si potrà tradurre in un futuro con l'impiego di minimi coefficienti di sicurezza, cioè con maggiore sfruttamento del materiale. Bisogna allo stesso tempo fare attenzione che, se è vero che i coefficienti di sicurezza forse sono troppo elevati, la loro riduzione deve essere effettuata con criterio, e, forse, risulta azzardata e non sarebbe male pensare di mantenere i vecchi coefficienti, con la differenza che oggi, quei coefficienti sono di consapevolezza e non di ignoranza; infatti è necessario al giorno d'oggi tenere conto anche dei fattori di invecchiamento della struttura, nella quale i materiali non potranno garantire per sempre le caratteristiche meccaniche provate in laboratorio al tempo t_0 .
3. Sono emersi una serie di aspetti critici in merito ai controlli di accettazione, come definiti al *capitolo 11.2.5 delle Norme Tecniche delle Costruzioni*:
 - Innanzitutto, dato che le formule sull'accettazione del calcestruzzo sono basate su un dato statistico, si potrebbe cominciare col domandarsi perché il "prelievo", cioè il dato osservato, debba essere la media di due provini e non il singolo dato sperimentale. In ogni caso, il controllo statistico ha proprio in sé il presupposto di verificare e quantificare, per mezzo di parametri, come lo scarto, l'effettivo standard produttivo e soprattutto la valutazione statistica tiene conto non solo delle variazioni di produzione, ma anche degli errori di prova, della macchina, dell'uomo, oltre che delle caratteristiche intrinseche del materiale. Se si elaborano medie, ovviamente, eliminiamo in parte e falsiamo il dato oggettivo: è chiaro che elaborare due valori distinti o la loro media sia differente.
 - Il controllo di accettazione prevede due tipi di controllo. Nel controllo di tipo B, con $n > 15$, è previsto il controllo "statistico", mentre in quello di tipo A è "spannometrico". Quando i dati sperimentali iniziano ad avere una certa consistenza, una volta accettata la distribuzione come normale, scelto l'intervallo di protezione, 0,90 (frattile 5%) ed il grado di fiducia (probabilità che in quell'intervallo sia incluso appunto un'alta percentuale di quei valori), si ha la relazione: $R_k = R_m - k_s$, dove k rimane

matematicamente determinato al variare di n , diversamente da quanto dovrebbe essere dal punto di vista statistico sul quale sono basati i controlli di tipo B.

- Per quanto concerne i controlli di tipo A, invece, essi si basano su un principio “spannometrico”, dove il valore della “spanna” è di 3,5 MPa indipendentemente dal valore di R_k , sia modeste che molto alte. Paradossalmente, un controllo di questo tipo, può causare la non accettazione di un calcestruzzo di elevata qualità, caratterizzato da un basso valore di dispersione.
 - Oltre ad esserci una discrepanza tra i valori che la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo dovrebbe assumere dal punto di vista statistico e quello che dovrebbe assumere dal punto di vista normativo, come già ribadito in precedenza, vi è una discrepanza e una differenza anche tra differenti normative.
 - Infine, nella normativa, fino al *Decreto ministeriale del 9 gennaio 1996, “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”*, il coefficiente k , per la determinazione della resistenza caratteristica, veniva assunto pari al valore statisticamente accettato di 1,645; solamente in seguito, questo valore è stato abbassato fino ad 1,40, valore che risulta essere figlio di una formulazione semi-empirica proposta dal *fib Model Code*, che garantisce un margine di errore più ampio nella produzione del calcestruzzo.
4. In merito alle prove per la stima della resistenza meccanica del calcestruzzo, quindi il metodo combinato SonReb, è stato dimostrato come non sia opportuno utilizzare le formule comunemente presenti in letteratura, in quanto esse stesse si basano su esperienze di campioni confezionati ad hoc e pertanto, non è certo che tali correlazioni abbiano validità generale. È per questo che è fondamentale per ottenere dei risultati attendibili, la taratura del metodo (da effettuare come spiegato nel capitolo 4.3.3). Infatti i risultati ottenuti mediante questo metodo, sono gli unici realmente confrontabili con i valori di resistenza media di progetto. Utilizzando questo tipo di approccio, risulta allora possibile rendere veramente significativa l'esecuzione della prova; infatti, una volta tarata la formula su una certa popolazione di campioni, sarà possibile verificare la resistenza di elementi strutturali realizzati con la medesima miscela, senza realizzare ulteriori prove distruttive, ma semplicemente limitandosi a verificarne la coerenza in base ai valori ottenuti dalle prove non distruttive sclerometriche ed ultrasoniche. Ovviamente il procedimento di taratura è necessario che venga realizzato per ogni miscela omogenea di calcestruzzo e la relativa formula tarata sarà utilizzata per verificare la resistenza dei soli elementi realizzati con la medesima miscela, altrimenti viene meno la validità del procedimento stesso.

Sulla base degli elementi studiati, in merito alle prove sperimentali di carico, si possono formulare le seguenti considerazioni:

5. Si noterà sempre una discrepanza tra i risultati ottenuti sperimentalmente (mediante le prove di carico) e i risultati ottenuti teoricamente (tramite opportune relazioni o modellazione). Questo è dovuto ad una serie di semplificazioni adottate dal modello teorico adottato per simulare il comportamento di un materiale complesso e composito come il calcestruzzo armato. Pertanto le incertezze riguardanti il comportamento reale di una struttura possono essere dovute a:
- Incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali che dipendono, a loro volta, da molti fattori;
 - Imprecisione del modello utilizzato per descrivere il comportamento della struttura: questi modelli possono essere grossolani o raffinati, ma in ogni caso, sono in grado di cogliere solo in modo approssimato l'effettivo comportamento della struttura reale;

- l'errore grossolano, elemento non particolarmente indagato in questa trattazione, ma comunque sempre importante e presente.
6. È fondamentale definire un modello teorico di comportamento di una trave inflessa per la determinazione della sua deformazione (o della sua freccia). È noto che una trave inflessa in calcestruzzo armato è soggetta a fessurazione: la fessurazione, tuttavia, è un fenomeno discreto; tra le fessure rimangono blocchi di calcestruzzo integro e pertanto la reale rigidezza della trave, oltre a variare con la sollecitazione, varia rapidamente da un punto all'altro, assumendo il minimo in corrispondenza delle fessure ed il massimo in corrispondenza dei conci integri della trave. La rigidezza "media" dell'elemento risulta compresa tra quella della sezione integra e quella fessurata, avvicinandosi a quest'ultima nelle zone di elevata sollecitazione flessionale. La valutazione accurata della deformabilità di una trave in cemento armato richiede pertanto l'analisi di fenomeni complessi (come l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, la discretizzazione della sezione e la rapida variazione di rigidezza per elementi contigui della trave) ed è difficile da ottenere, anche con modelli numerici raffinati.

Per valutare questo fenomeno, nella trattazione, è stato presentato il modello semplificato proposto al *capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2*, che assume la deformazione finale di un elemento inflesso, sulla base di una combinazione delle deformazioni assunte dall'elemento, nel caso di sezione completamente resistente e sezione parzializzata, in funzione del suo "stato fessurativo", caratterizzato attraverso il coefficiente di distribuzione ζ , che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione.

7. Abbiamo visto che per analizzare, in modo più accurato, il comportamento reale di una struttura risulta fondamentale l'elaborazione di un modello agli elementi finiti, utilizzando un software di progettazione strutturale, come ad esempio SAP2000. Infatti, combinando i risultati ottenuti dalla modellazione attraverso SAP2000 con il modello matematico di comportamento di una trave inflessa proposto al *capitolo 7.4.3 dell'Eurocodice 2*, si è visto che i risultati ottenuti si avvicinano molto ai risultati reali ottenuti sperimentalmente.

A volte l'elaborazione del modello F.E.M. è molto semplice e banale, come nei casi studiati relativi alle solette piene in calcestruzzo armato, in cui la modellazione si basava sull'utilizzo corretto di elementi semplici già definiti all'interno del software e sulla affidabilità generale del modello strutturale utilizzato; unico accorgimento da non dimenticare è che i comuni software di calcolo strutturale elaborano i risultati relativi alle deformazioni di elementi strutturali in calcestruzzo armato in funzione di elementi a sezione piena completamente resistente; per valutare, pertanto, gli effetti della parzializzazione della sezione, è necessaria la realizzazione di due modelli geometricamente identici, i cui risultati andranno in seguito opportunamente combinati utilizzando il modello proposto dall'Eurocodice: uno che riporta l'effettiva sezione dell'elemento strutturale, ed un secondo in cui si definisce la sezione in funzione della rigidezza offerta dall'elemento nel caso di parzializzazione della sezione.

Altre volte l'elaborazione del modello F.E.M. non è così semplice, come nel caso indagato relativo alla deformazione di un solaio in laterocemento: infatti la maggior parte dei software per il calcolo strutturale, a meno che non si tratti di software particolari e dedicati a quel tipo di calcolo, considerano l'elemento "solaio in laterocemento" semplicemente come un carico permanente da distribuire sulle travi su cui è ordito. Pertanto, per lo studio del comportamento di questi elementi, sono necessari modelli complessi realizzati "ad hoc", che si possono realizzare solo nel caso in cui si voglia studiare il comportamento di un particolare elemento di una struttura molto più complessa: risulta impensabile, infatti, la modellazione di ogni solaio in laterocemento sull'intera struttura come è stato definito nel capitolo 5.2.3.3.

8. Infine, dal caso studiato relativo alla prova di carico eseguita sulla soletta piena in calcestruzzo armato a sbalzo, è emersa un'ultima importante considerazione. La presenza di un elemento di secondaria importanza dal punto di vista strutturale, come il parapetto in calcestruzzo armato, irrigidisce di un certo grado la struttura; nel caso in cui, infatti, non si consideri il contributo irrigidente di questo elemento, si avrebbero dei risultati che si discostano del 25% dal caso in cui si consideri la presenza dello stesso. Risulta pertanto importante, nello studio del comportamento locale di elementi, inserire anche elementi secondari che potrebbero fornire un certo contributo dal punto di vista strutturale, elementi che spesso, magari, vengono trascurati o dimenticati, perché non inficiano nel comportamento globale del manufatto.

Sulla base degli elementi studiati, in merito alle prove sperimentali di caratterizzazione dinamica, si possono formulare le seguenti considerazioni:

9. I dati raccolti tramite indagini dinamiche mediante micro-tremore ambientale ci forniscono una mappa del comportamento strutturale in risposta alle vibrazioni del micro-rumore ambientale; tali dati potranno essere confrontati, in un futuro, per avere informazioni riguardanti eventuali degradi del calcestruzzo e compromissione di parte della struttura o degli elementi non-strutturali che contribuiscono all'irrigidimento della struttura stessa, come le tamponature esterne. Questi fenomeni possono presentarsi in seguito al verificarsi di:
- Sismi di varia entità, i quali possono danneggiare visibilmente o meno, fessurando, plasticizzando o rompendo, parti della struttura in c.a. o le tamponature del manufatto;
 - Danneggiamenti o degradi del calcestruzzo o degli elementi tamponati dovuti ad altri fattori, a volte di cui si dimentica l'influenza che possono avere sulla risposta strutturale di un edificio, sia statica che dinamica.

Oltre alla verifica della idoneità sismica di un manufatto edilizio a seguito di un evento catastrofico, quale è il sisma, risulta, comunque, importante ed auspicabile il monitoraggio programmato delle strutture a cadenze periodiche, così da constatare, in maniera immediata, alterazioni del comportamento dinamico di un oggetto edilizio, con un intervento a basso costo, quale è quello delle prove tromografiche.

10. Risulta evidente che le prove sperimentali debbano essere affiancate da una fedele modellazione strutturale dei componenti progettati. È importante ricordare che, come nel caso studiato, se il manufatto edilizio presenta un giunto strutturale, è possibile che i valori di frequenza ritrovati durante lo svolgimento della prova si riferiscano ad un comportamento globale del manufatto e non del singolo corpo; bisogna, infatti, non dimenticare che i dati ottenuti con la sismica passiva, in particolare la frequenza e quindi il periodo dei principali modi di vibrare della struttura in esame, si riferiscono a prove tromografiche effettuate tenendo conto del micro-rumore ambientale. Quindi le prove tromografiche permettono di validare la modellazione, nel caso in cui i risultati coincidano, nel caso in cui sia avvenuto, in prima analisi, il confronto delle frequenze proprie di vibrazione dell'intero manufatto e non dei singoli corpi.

8 BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- [1] S. Martinello, *Prove in Sito*, Milano: 4 Emme Service S.p.A., 2012 - Ristampa.
- [2] L. Bertolini, «Materiali da costruzione,» in *Volume I - Struttura, proprietà e tecnologie di produzione*, Torino, De Agostini Scuola S.p.A., 2010 - Ristampa, pp. 244-251.
- [3] F. Laner, «Il limite della dispersione,» in *Controllo e sperimentazione dei componenti edilizi*, Milano, FrancoAngeli s.r.l., 1993, pp. 44-54;114-126;132-136.
- [4] A. Migliacci e F. Mola, «Progetto agli Stati Limite delle Strutture in c.a.,» in *Parte prima*, Milano, Masson, 1995 - Ristampa, pp. 9-30.
- [5] D. Breyse, «Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and new perspective by combining NDT methods,» *Construction and Building Materials*, n. 33, pp. 139-163, 2012.
- [6] A. D'Ambrisi, M. T. Cristofaro e M. De Stefano, «Predictive models for evaluating concrete compressive strength in existing buildings,» in *14th World conference on earthquake engineering*, Beijing, Cina, 2008.
- [7] R. Elvery e L. Ibrahim, «Ultrasonic assessment of concrete strength at early ages,» *Magazine of Concrete Research*, pp. 181-190, 1976.
- [8] G. Fabbrocino, A. Di Fusco e G. Manfredi, «In situ evaluation of concrete strength for existing constructions: critical issues and perspectives of NDT methods,» in *fib symposium, Keep attractive concrete*, Budapest, Ungheria, 2005.
- [9] G. Kheder, «A two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing,» *Materials and Structures*, n. 32, pp. 410-7, 1999.
- [10] «Sonreb,» [Online]. Available: <https://it.wikipedia.org/wiki/Sonreb>.
- [11] S. Pessiki e N. Carino, «Setting time and strength of concrete using the impact-echo method,» *ACI Materials Journal*, n. 85(5), pp. 389-99, 1998.
- [12] L. S e M. F., «Collaudo statico delle strutture,» Palermo, Dario Flaccovio Editore, 1998, pp. 62-97.
- [13] B. Barbarito, «Collaudo e risanamento delle strutture,» Torino, Utet Libreria, 1993, pp. 22-64.
- [14] G. De Gaetanis, «Il collaudo statico delle strutture in cemento armato,» Roma, Dei Tipografia del Genio Civile, 2009, pp. 18-21.
- [15] L. Bertolini, «Materiali da costruzione,» in *Volume II - Degradazione, Prevenzione, Diagnosi, Restauro*, Milano, De Agostini Scuola S.p.A., 2012 - Ristampa.
- [16] «Tromografia,» [Online]. Available: <https://it.wikipedia.org/wiki/Tromografia>.
- [17] D. Albarello, «Sismica passiva con tecniche a stazione singola e antenna,» in *Seminario ODG*, Fiuggi, 2013.

- [18] M. Bondanelli, «L'analisi HVSR per la valutazione del comportamento dinamico. Il caso della torre campanaria di San Zeno,» in *Problematiche strutturali dell'edilizia in zona sismica*, Ferrara, 2009.
- [19] F. Clinton, S. Case Bradford, H. Thomas, H. Favela e J. Favela, «The Observed Wander of the Natural Frequencies in a Structure,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, pp. 237-257, Febbraio 2006.
- [20] D. Perrone, M. Leone e M. Aiello, «L'influenza delle tamponature sul periodo elastico di telai esistenti in c.a.,» in *20° Congresso C.T.E.*, Milano, 2014.
- [21] Applied Technology Council (ATC), «Tentative provisions for the development of seismic regulations for building,» in *ATC3-06*, Palo Alto (CA), 1978.
- [22] R. Goel e A. Chopra, «Period formulas for moment-resisting frame buildings,» *Engineering Structures Journal*, n. 123(11), pp. 1454-61, 1997.
- [23] Seismological Engineers Association of California (SEAOC), «Recommended lateral force requirements and commentary,» in *SEAOC-88*, San Francisco (CA), 1996.
- [24] A. Masi e M. Vona, «Increasing seismic safety by combining engineering technologies and seismological data,» in *Estimation of the period of vibration of existing RC building types based on experimental data and numerical results*, WUBINATO/NATO publishing unit, Springer, 2008, pp. 207-26.
- [25] C. Oliveira e M. Navarro, «Fundamental periods of vibration of RC buildings on Portugal from in-situ experimental and numerical techniques,» *Bullettin of Earthquake Engineering*, n. 8(3), pp. 609-42, 2010.
- [26] M. Gallipoli, M. Mucciarelli, B. Sket-Motnikar, P. Zupancic, A. Gosar e S. e. a. Prevolnik, «Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, n. 8(3), pp. 593-697, 2010.
- [27] P. Ricci, G. Verderame e G. Manfredi, «Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings,» *Engineering Structures Journal*, n. 33, pp. 308-19, 2011.
- [28] Federal emergency management agency (FEMA), «NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of the buildings,» in *FEMA-274*, Washington DC, 1997.
- [29] K. Amanat e E. Hoque, «A rationale for determinig the natural period of RC building frames having infill,» *Engineering Structures*, n. 28(4), pp. 495-502, 2006.
- [30] M. Kose, «Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls,» *Engineering Structures*, n. 31(1), pp. 93-102, 2009.
- [31] «Metodo degli elementi finiti,» [Online]. Available: https://it.wikipedia.org/wiki/Metodo_degli_elementi_finiti#Fasi_per_arrivare_al_modello.
- [32] C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius, 1999.
- [33] S. Palermo, «Progetto sismico degli edifici con piani interrati in c.a.».

- [34] D. Sabia e D. Rivella, «Modellazione strutturale per il calcolo automatico,» in *Corso di aggiornamento sulla normativa sismica di cui all'ordinanza 3274 del 20.03.2003*, Cuneo, 2004.
- [35] G. Al-Chaar, *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*, Washington DC: US Army Corps of Engineers, 2002.
- [36] S. Trinnato, «Ingenio,» 10 Gennaio 2017. [Online]. Available: http://www.ingenio-web.it/Articolo/4793/A_Milano_obbligatorio_il_CIS_per_tutti_gli_edifici_con_piu_di_50_anni.

Ringraziamenti

Al Prof. Ing. Sergio Tattoni, che ci ha dato la possibilità di affrontare questo percorso formativo e ci ha seguito durante il suo svolgimento

Al Dott. Ing. Fulvio Roncoroni, che ci ha permesso di scoprire la parte applicativa di una parte del nostro percorso di studi inerentemente alle differenti prove eseguite

Al Dott. Ing. Pierpaolo Cicchiello, che ci ha permesso di approfondire il mondo della dinamica delle strutture in campo teorico e applicativo

Al Dott. Ing. Leopoldo Cafaro, che ci ha aiutato ad approfondire gli aspetti rilevanti che riguardano la geotecnica e lo studio delle fondazioni