

PROMOTORE: **DeA Capital Real Estate SGR**



Riqualificazione e valorizzazione dello Stadio di Pisa “Arena Garibaldi - Stadio Romeo Anconetani”

STUDIO DI FATTIBILITA'

elaborato:

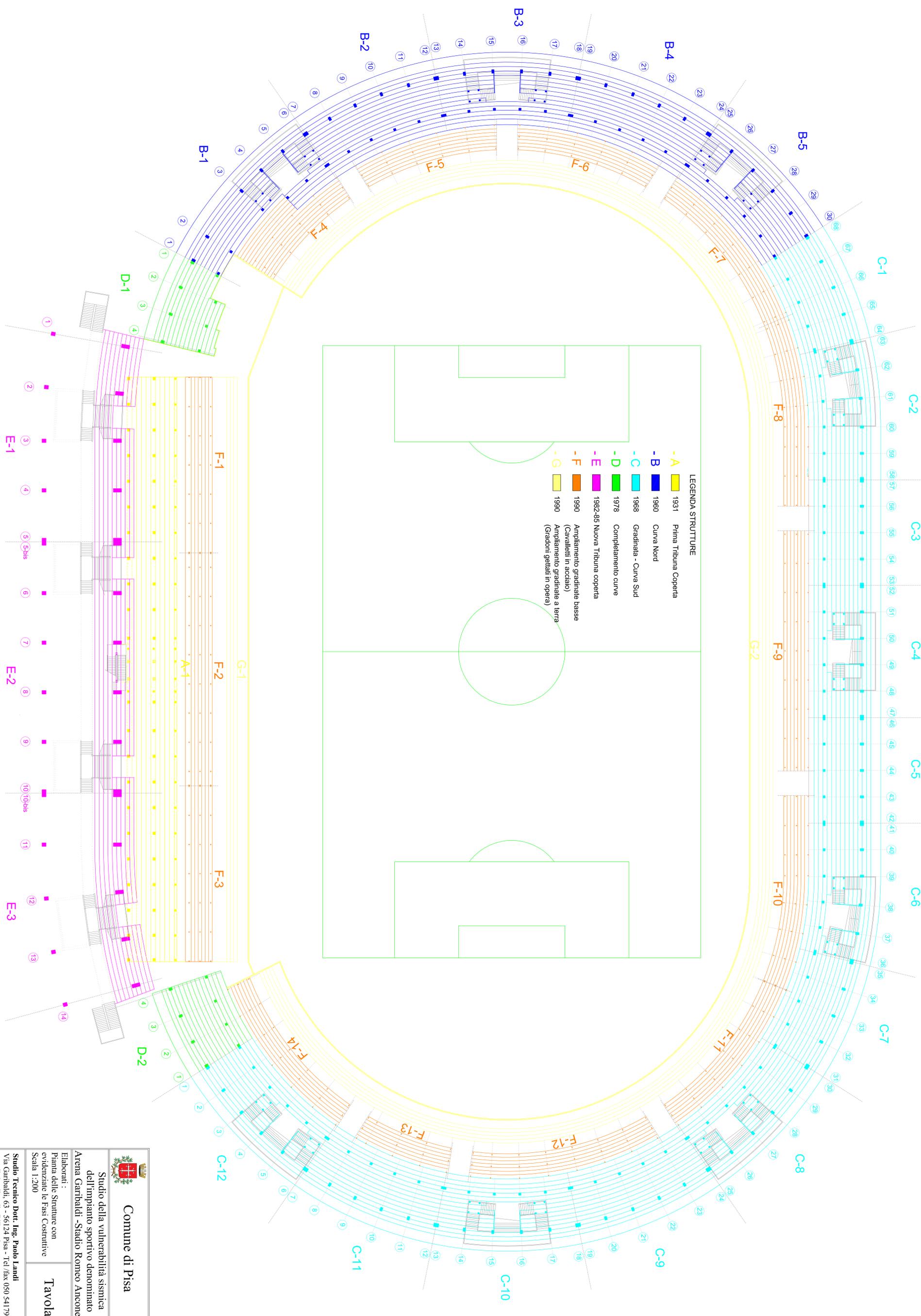
CONSISTENZA DEI BENI

elaborato n:

ALL. B

revisione	data	descrizione	approvata
00	30.10.2017	emissione	
01	23.02.2018	revisione	

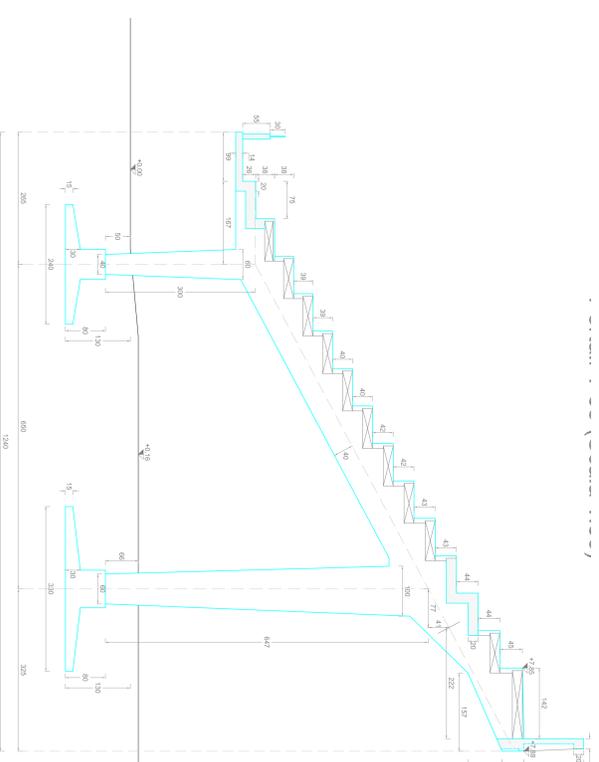
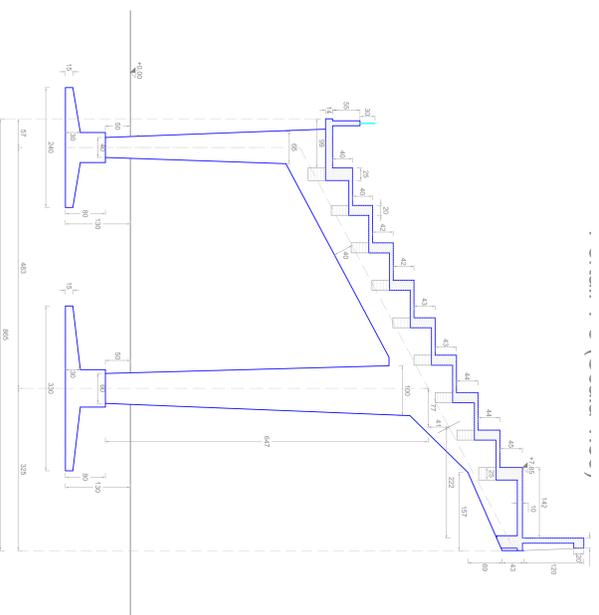
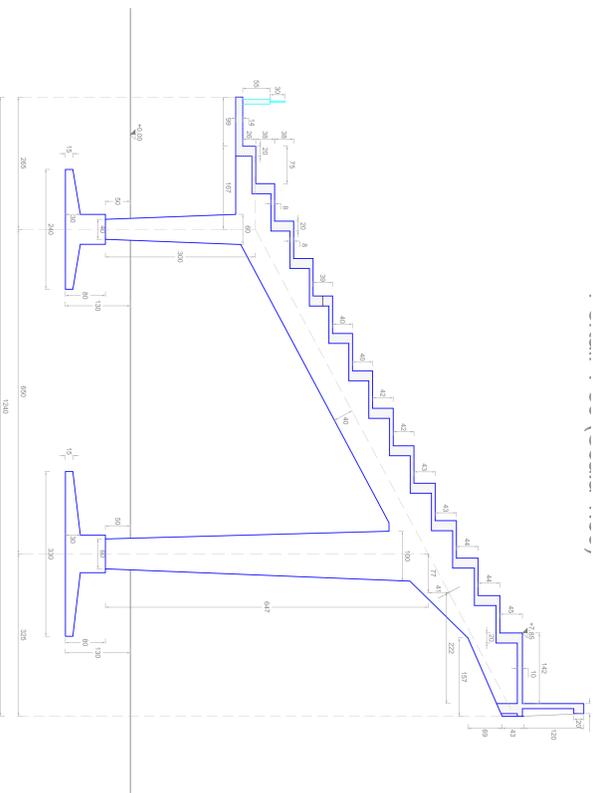
PIANTA delle STRUTTURE dell' ARENA GARIBALDI - STADIO ROMEO ANCONETANI SCALA 1 :200



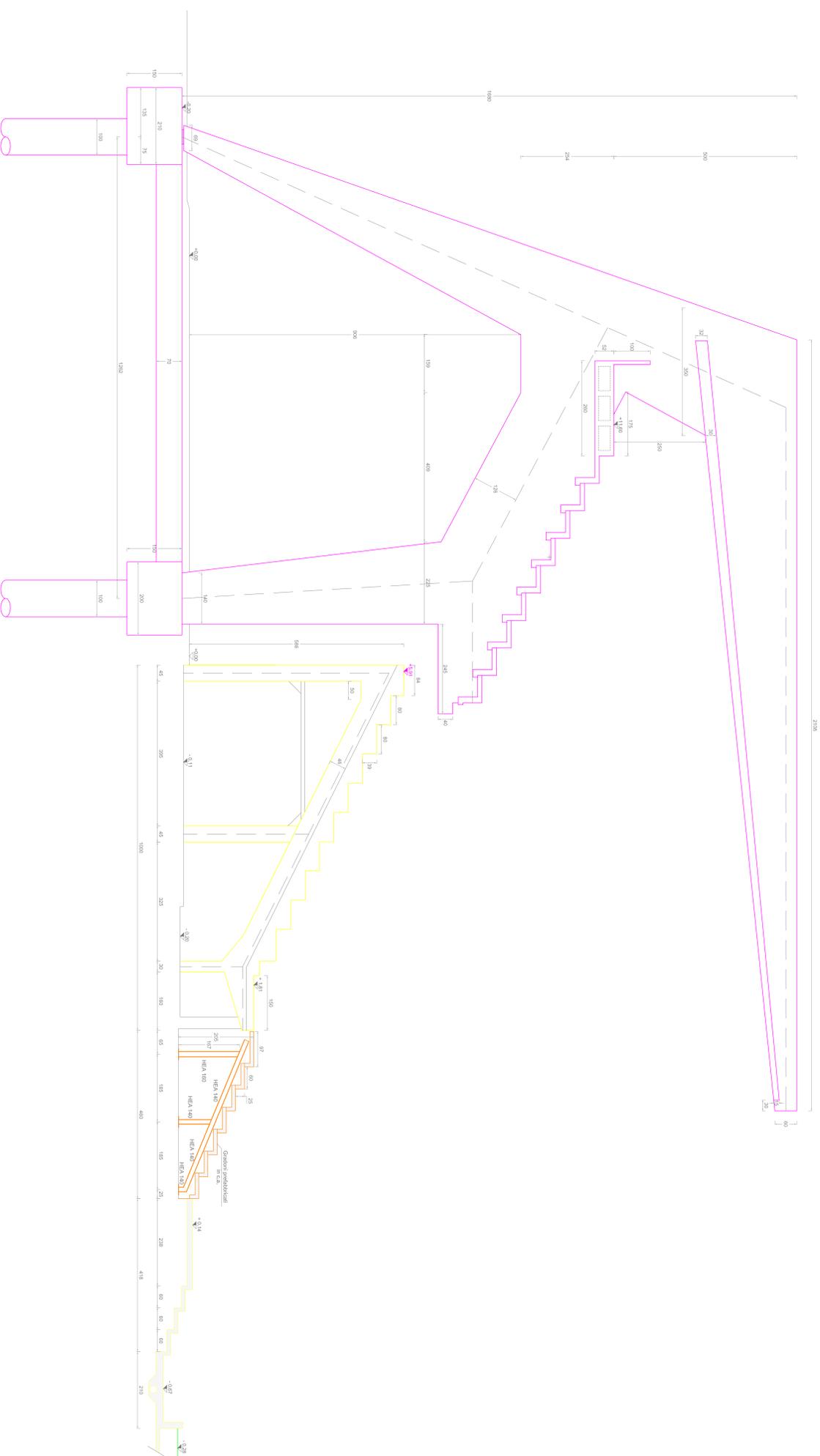

Comune di Pisa
 Studio della vulnerabilità sismica
 dell'impianto sportivo denominato
 Arena Garibaldi -Stadio Romeo Anconetani

Elaborati :
 Pianta delle Strutture con
 evidenziate le Fasi Costruttive
 Scala 1:200
Tavola 1

Studio Tecnico Dott. Ing. Paolo Landi
 Via Garibaldi, 63 - 56124 Pisa - Tel /fax 050 541790
 e-mail: landistudio@libero.it



Sezione Tipo Tribuna Coperta (1982 - 1985) - Tribuna inferiore (1931) - Gradinate basse (1990)
Scala 1:50



Comune di Pisa

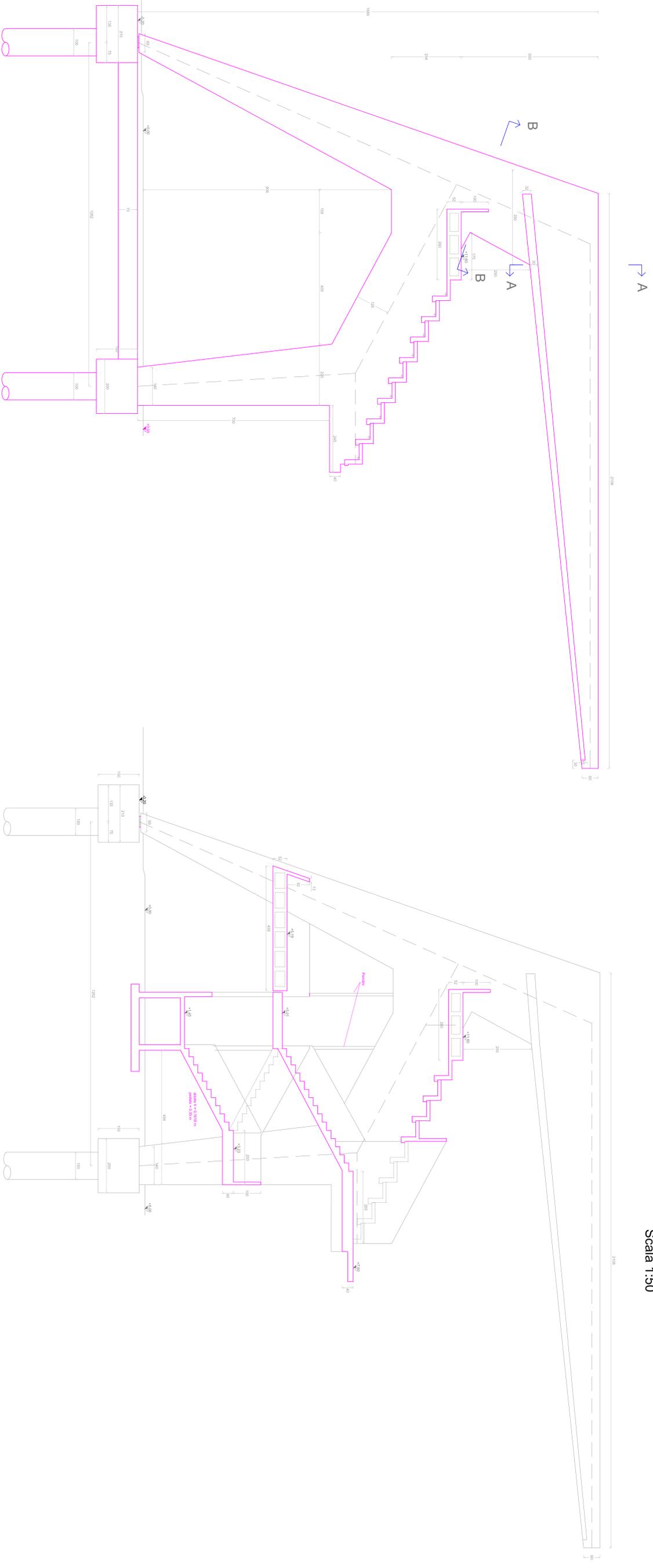
Studio della vulnerabilità sismica
dell'impianto sportivo denominato
Arena Garibaldi -Stadio Romeo Anconetani

Elaborati :
Sezioni Tipo
Scala 1:50

Tavola 2

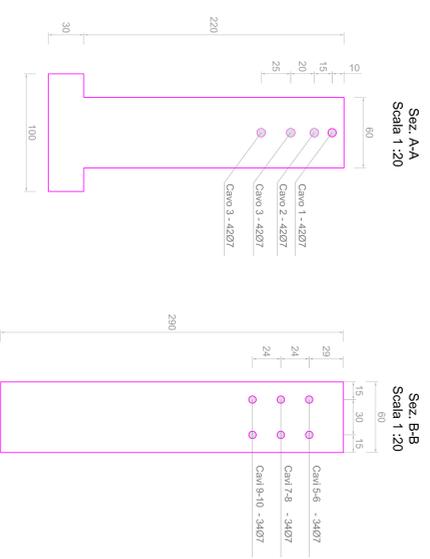
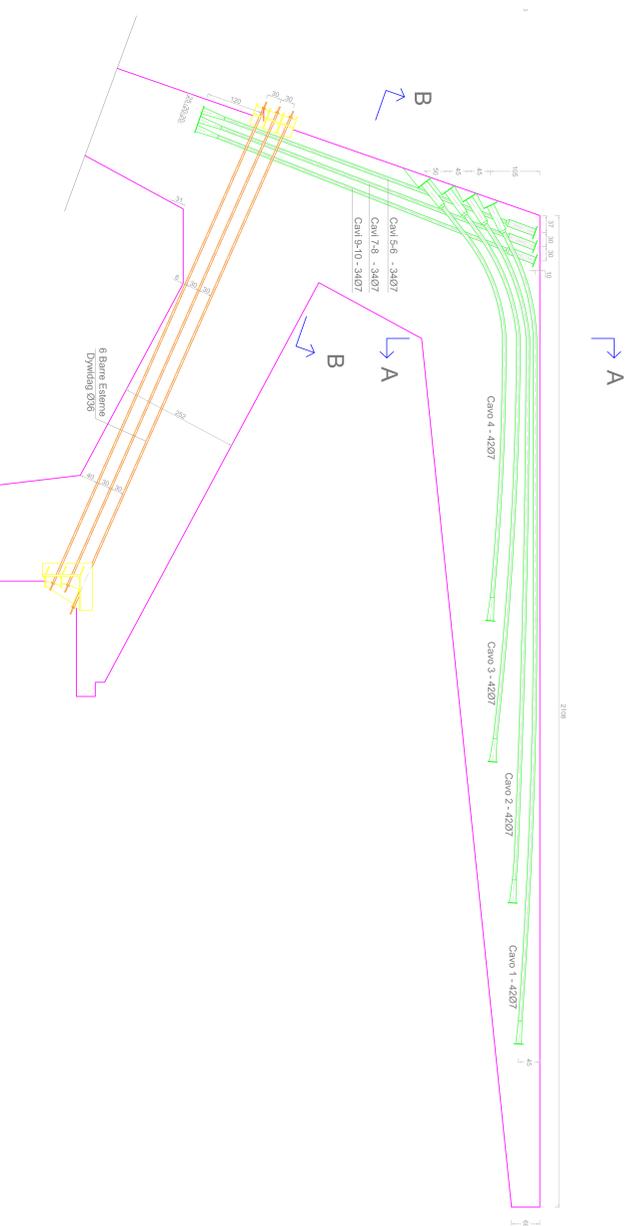
Studio Tecnico Dott. Ing. Paolo Landi
Via Garibaldi, 63 - 56124 Pisa - Tel./fax 050 541790
e-mail: landistudio@libero.it

Sezione Tipo Tribuna Coperta (1982 - 1985)
Scala 1:50



Sezione in prossimità dei corpi scale
Tribuna Coperta (1982 - 1985)
Scala 1:50

Andamento Cavi di Precompressione
Scala 1:50



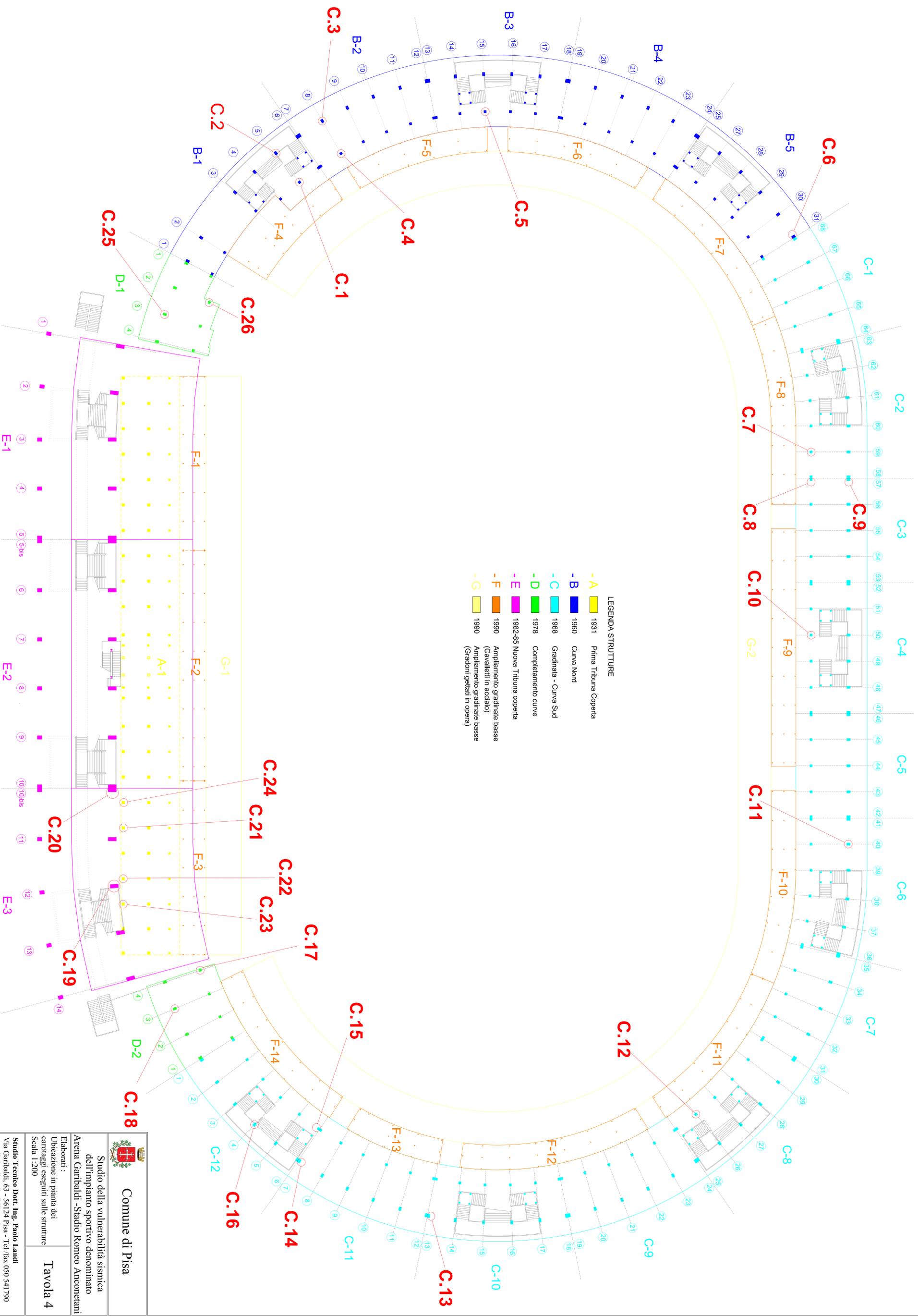
Comune di Pisa

Studio della vulnerabilità sismica
dell'impianto sportivo denominato
Arena Garibaldi - Stadio Romeo Anconetani

Elaborati :
Sezioni e Particolari
Tribuna Coperta
Scala 1:50

Studio Tecnico Dott. Ing. Paolo Landi
Via Garibaldi, 63 - 56124 Pisa - Tel / fax 050 541790
e-mail: landistudio@libero.it

UBICAZIONE in Pianta dei CAROTAGGI ESEGUITI SUI PILASTRI DELL'ARENA GARIBALDI SCALA 1 : 200




Comune di Pisa
 Studio della vulnerabilità sismica
 dell'impianto sportivo denominato
 Arena Garibaldi -Stadio Romeo Anconetani

Elaborati :
 Ubicazione in pianta dei
 carotaggi eseguiti sulle strutture
 Scala 1:200
TAVOLA 4

Studio Tecnico Dott. Ing. Paolo Landi
 Via Garibaldi, 63 - 56124 Pisa - Tel /fax 050 541790
 e-mail: landistudio@libero.it

Comune di Pisa



STUDIO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
DELL'IMPIANTO SPORTIVO DENOMINATO
ARENA GARIBALDI – STADIO ROMEO ANCONETANI



RELAZIONE TECNICA

STUDIO TECNICO Dott. Ing. PAOLO LANDI

Via Garibaldi, 63 – 56124 Pisa – Tel /fax 050 541790 - e-mail: landistudio@libero.it

INDICE

INDICE	I
GENERALITA'	V
CAPITOLO 1 EVOLUZIONE NORMATIVA	1
1.1 Evoluzione storica normativa italiana	1
1.2 Evoluzione storica normativa sismica in Italia.....	11
CAPITOLO 2	23
ESAME DEGLI EDIFICI SOGGETTI ALLA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA	23
2.1 Definizione edifici strategici rilevanti e importanti	23
2.2 Il caso degli impianti sportivi.....	26
CAPITOLO 3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	30
3.1 La vulnerabilità sismica: definizioni.....	30
3.2 Il “Livello di conoscenza”.....	31
3.2.1 <i>Le indicazioni normative</i>	32
3.3 La modellazione	38
3.4 I metodi di analisi.....	40
1.4.1 <i>L'analisi statica lineare</i>	41
1.4.2 <i>L'analisi dinamica lineare</i>	42
3.4.3 <i>Le analisi con fattore di struttura</i>	44
3.4.4 <i>L'analisi statica non lineare</i>	45
3.4.5 <i>L'analisi dinamica non lineare</i>	48
3.5 I criteri di verifica	50
3.5.1 <i>Condizioni di applicabilità dei metodi di analisi e criteri di verifica</i>	51
3.6 La sintesi dei risultati	55

CAPITOLO 4	59
L'ARENA GARIBALDI – STADIO ROMEO ANCONETANI : ANALISI STORICO CRITICA	59
4.1 Contesto storico ed urbanistico del sito	60
4.2 L'Arena Garibaldi dal 1919 ad oggi	62
4.2.1 <i>Le strutture del Campo del Littorio 1931</i>	64
4.2.2 <i>La realizzazione della Curva Nord (1960)</i>	68
4.2.3 <i>La nuova gradinata e la Curva Sud (1968)</i>	75
4.2.4 <i>Il Completamento delle Curve (1978)</i>	80
4.2.5 <i>La Nuova Tribuna Coperta (1982-86)</i>	83
4.2.6 <i>L'inserimento delle gradinate basse (1990)</i>	90
4.2.7 <i>La storia recente dell'impianto sportivo</i>	94
4.3 L'Arena Garibaldi allo stato attuale	96
CAPITOLO 5	103
MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA	103
5.1 Materiali.....	103
5.1.1 <i>Confronto dei risultati delle prove di verifica dei materiali</i>	119
5.2 Livello di conoscenza	121
CAPITOLO 6	122
ANALISI DELLA STRUTTURA ESISTENTE	122
6.1 Tribuna Inferiore (1931).....	125
6.1.1 <i>Descrizione della struttura</i>	125
6.1.2 <i>Materiali</i>	127
6.1.3 <i>Modellazione della struttura</i>	128
6.1.4 <i>Modellazione azione sismica</i>	129
6.2 Curva Nord (1960).....	134

6.2.1	<i>Descrizione della struttura</i>	134
6.2.2	<i>Materiali</i>	138
6.2.3	<i>Modellazione della struttura</i>	139
6.2.4	<i>Modellazione azione sismica</i>	149
6.3	Gradinata e Curva Sud (1968).....	151
6.3.1	<i>Descrizione della struttura</i>	151
6.3.2	<i>Materiali</i>	153
6.3.3	<i>Modellazione della struttura</i>	154
6.3.4	<i>Modellazione azione sismica</i>	165
6.4	Completamento Curve (1978).....	168
6.4.1	<i>Descrizione della struttura</i>	168
6.4.2	<i>Materiali</i>	170
6.4.3	<i>Modellazione della struttura</i>	171
6.4.4	<i>Modellazione azione sismica</i>	177
6.5	Tribuna coperta (1982-1986).....	180
6.5.1	<i>Descrizione della struttura</i>	180
6.5.2	<i>Materiali</i>	183
6.5.3	<i>Modellazione della struttura</i>	184
6.5.4	<i>Modellazione azione sismica</i>	192
6.6	Inserimento tribune basse (1990).....	194
CAPITOLO 7		195
VALUTAZIONE DELL' AFFIDABILITÀ DELLA STRUTTURA ALLO STATO ATTUALE		195
7.1	Tribuna Inferiore (1931).....	197
7.2	Curva Nord (1960).....	199
7.2.1	<i>Corpo B-1</i>	199

7.2.2	<i>Corpo B-2</i>	201
7.3	Gradinata e Curva Sud (1968).....	203
7.3.1	<i>Corpo C-3</i>	203
7.3.2	<i>Corpo C-4</i>	205
7.3.3	<i>Corpo C-11</i>	207
7.4	Completamento Curve (1978).....	209
7.4.1	<i>Corpo D-1</i>	209
7.4.2	<i>Corpo D-2</i>	211
7.5	Tribuna coperta (1982-1986).....	213
7.5.1	<i>Corpo E-2</i>	213
7.6	Verifica giunti sismici.....	217
	CAPITOLO 8	218
	CONCLUSIONI	218
	BIBLIOGRAFIA	220

GENERALITA'

Il presente lavoro vuole effettuare verifiche di sicurezza e stabilità delle strutture dello stadio di seguito descritte onde valutare la sicurezza delle stesse alla luce della vigente normativa (NTC 2008) con il fine di individuare gli eventuali punti deboli delle strutture alla luce dei vigenti criteri di sicurezza chiaramente con la difficoltà di rapportare strutture realizzate a partire da un secolo addietro con i riferimenti normativi delle varie epoche ed i materiali relativi.

Il lavoro si è articolato innanzitutto nella ricerca ed acquisizione di atti progettuali originali, delle prove sui materiali all'epoca eseguite, sulle prove di carico e sui difetti registrati nelle opere nel tempo.

Infine è stata svolta una campagna di valutazione delle caratteristiche di sollecitazione nelle varie parti delle strutture, valutazione di insieme, sia per i carichi verticali ad oggi vigenti sia per i carichi orizzontali sia di origine umana (spinta sui parapetti dovuta ad affollamento) sia di origine meteorica e sismica dato che dal 1982 Pisa è inserita nelle zone a rischio sismico.

In particolare per questo ultimo aspetto non è da attendere una rispondenza delle strutture alla vigente normativa ma ci si deve limitare a valutare il periodo di ritorno del sisma che provoca danni alla struttura.

Per tali valutazioni si è fatto uso di una procedura di calcolo automatizzata (SISMICAD) con tutti i limiti della modellazione da eseguire che deve essere compatibile con le caratteristiche accettate dalla procedura di calcolo; lo sviluppo del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione e valutazione delle deformazioni nonché valutazione dei periodi propri di vibrazione delle strutture è stato sviluppato anche in parallelo con procedura manuale onde avere riscontro delle modellazioni eseguite.

Le verifiche sono state integrate con verifiche locali sviluppate con i tradizionali metodi della scienza e tecnica delle costruzioni con valutazioni delle caratteristiche di sollecitazione ridotte a schemi semplici; il metodo di verifica adottato è sempre quello previsto dalla NTC 2008 con coefficienti parziali di sicurezza.

Il lavoro svolto vuole anche rispondere, per la valutazione di vulnerabilità sismica di strutture esistenti di interesse strategico o rilevanti progettate con norme antecedenti al 1984, a quanto richiesto dalla Ordinanza P.C.M. n. 3274/2003 e ciò in particolare per gli impianti sportivi (tribune, stadi, palazzetti dello sport) con capienza utile maggiore di 100 persone che rientrano nelle categorie di cui sopra.

Il lavoro si articola in tre parti: la prima parte (Considerazioni Generali) ha carattere introduttivo sull'evoluzione normativa in merito a costruzioni in cemento armato e sullo sviluppo dell'impiantistica sportiva con particolare riferimento alle strutture in cemento armato ; la seconda parte affronta invece i metodi di valutazione della vulnerabilità sismica per strutture esistenti in c.a.; ed infine l'ultima parte analizza giusto lo stadio del calcio di Pisa : l' Arena Garibaldi – Stadio Romeo Anconetani.

Capitolo 1

EVOLUZIONE NORMATIVA

1.1 Evoluzione storica normativa italiana

La data che segna il passaggio da un'epoca in cui la sicurezza delle costruzioni veniva garantita solo ed esclusivamente dal rispetto di regole tecniche senza alcun riscontro di verifica, all'obbligatorietà della presentazione di calcoli statici allegati al progetto e di prove sperimentali sui materiali è il 10 Gennaio 1907.

In tale data, vennero infatti emanate dall'allora ministero competente le “*Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato*”.

Le successive norme in materia sono quelle emanate dal **Decreto Presidenziale del 15 Maggio 1925** che stabilisce l'obbligo per tutte le Amministrazioni dello Stato di attenersi, per i materiali da costruzione dalle medesime impiegati, alle prescrizioni per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio od armato approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella sua adunanza del 14 novembre 1924, con n. 3227. Nelle quali viene diminuito il coefficiente di sicurezza sulla resistenza dei materiali da 5 a 4 e ammesso il poter fare affidamento su di una resistenza a taglio non superiore a 2 Kg/cm².

Con il successivo **Regio Decreto Legge del 4 Settembre 1927 n° 1981** si abroga il decreto precedente e viene esteso l'obbligo del rispetto della normativa sulle opere in c.a. anche ai privati, rendendo anche per essi obbligatoria la figura giuridica del Direttore dei Lavori. Questo decreto risulta, con ogni probabilità, alla base della progettazione delle prime strutture dello stadio risalenti al 1931, in quanto i successivi **Regio Decreto Legge del 7 Giugno 1928 n° 1431**, **Regio Decreto Legge del 4 Aprile 1929 n° 592** e **Regio Decreto Legge del 18 Luglio 1930 n° 1133** non introducono novità di rilievo.

Andando quindi ad analizzarlo nel dettaglio si osserva che si compone di due parti:

- Parte I – *Prescrizioni normali per gli agglomerati idraulici*
- Parte II – *Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato*

I - PRESCRIZIONI GENERALI

Si dispone che la qualità e le proprietà dei materiali impiegati dovranno essere comprovate da certificati emessi da laboratori ufficiali e che l'esecuzione delle opere dovrà essere diretta da un ingegnere e affidata a costruttori che comprovino la loro idoneità con appositi certificati.

Inoltre si determina che, ad esclusione delle opere eseguite per conto o sotto la diretta sorveglianza dello stato, il prefetto dovrà provvedere alla sorveglianza sulle costruzioni in cemento armato. Il committente ha pertanto l'obbligo di presentare alla prefettura prima dell'inizio dei lavori il progetto dei lavori in doppia copia con firme del progettista e del committente stesso che dovrà inoltre comunicare il nome del direttore dei lavori e dell'appaltatore. Al termine dei lavori il committente dovrà poi presentare in prefettura il certificato di collaudo, eseguito sempre da un ingegnere di riconosciuta competenza, prima di ottenere la licenza di uso della costruzione

II- QUALITÀ DEI MATERIALI

Vengono introdotti nuove modalità di prova e nuovi limiti in merito alla resistenza dei materiali, in particolare:

- La resistenza a pressione a 28 giorni di stagionatura dovrà essere determinata su 4 cubi di spigolo 16 cm e assumerà come valore la media dei quattro risultati, a patto che nessuno di questi risulti inferiore di oltre il 20% dalla media stessa
- La resistenza a pressione del calcestruzzo dovrà quindi risultare almeno quadrupla rispetto al carico di sicurezza adottato nei calcoli per le membrature soggette a semplice pressione
- La resistenza a tensione delle armature dovrà risultare compresa tra 38 e 50 Kg/mm² , mentre l'allungamento a rottura dovrà risultare non inferiore rispettivamente al 27% e al 21%

III – CARICHI DI SICUREZZA

Fermo restando il limite per il carico di sicurezza pari ad un quarto del carico di rottura per schiacciamento a 28 giorni, si dispone che nelle membrature soggette a pressione semplice non si dovrà superare il carico di 30 kg/cm² per i conglomerati confezionati con cemento di 2^a qualità e di 40 kg/cm² per i conglomerati confezionati con cemento di 1^a qualità. Nelle strutture inflesse tali limiti potranno elevarsi rispettivamente a 40 kg/cm² e 50 kg/cm² purché si tratti di membrature di altezza non inferiore a 10 cm.

Inoltre vengono aumentati, rispetto al decreto precedente, i carichi di sicurezza per il ferro omogeneo, che soggetto a tensione o compressione semplice potrà raggiungere il limite massimo di 1200 kg/cm^2 , mentre per la sollecitazione di taglio potrà arrivare a 960 kg/cm^2

IV – NORME PER I CALCOLI STATICI

Il peso proprio si valuterà in ragione di 2400 kg/m^3 in luogo dei 2500 kg/m^3 del decreto precedente, mentre il modulo di elasticità normale si assumerà pari a 150 t/cm^2 , viene quindi diminuito rispetto alle 200 t/cm^2 del decreto precedente. Il calcolo degli sforzi interni sulla base dei quali condurre le verifiche delle tensioni ammissibile viene effettuato prescindendo dalla resistenza a tensione del conglomerato e assumendo le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane
- Proporzionalità degli sforzi alle distanze dei singoli elementi dall'asse che separa la sezione inerte da quella reagente (asse neutro)
- Coefficiente di omogeneizzazione $n = 10$

Per la prima volta vengono poi inserite limitazioni di armatura, si ordina infatti che l'armatura longitudinale di un pilastro non dovrà avere una sezione complessiva minore dell'1 % o del 0,50 % di quella del conglomerato, quando quest' ultima sia rispettivamente non maggiore di 1600 cm^2 , oppure non minore di 6400 cm^2 . Per sezioni intermedie di conglomerato la sezione del ferro varierà linearmente fra i limiti sopra indicati. Le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro dovranno quindi essere distribuite a distanza pari a 10 volte il diametro dei ferri.

Per la prima volta si fa cenno anche alle dilatazioni termiche e da ritiro del conglomerato, specificando che nelle costruzioni aventi grandi dimensioni si rendono necessari giunti di dilatazione.

VI – NORME DI COSTRUZIONE

Vengono introdotte indicazione in merito a copri ferro e disposizioni delle armature. In particolare qualsiasi superficie metallica dovrà distare dalle facce esterne del conglomerato almeno $0,8 \text{ cm}$ se si tratta di soletta e 2 cm se si tratta di nervatura; fra le superficie delle barre di ferro ci dovrà essere almeno, in ogni direzione, una distanza eguale al diametro delle medesime, ed in ogni caso non inferiore a 2 cm , facendo eccezione per le barre sovrapposte nelle travi inflesse, le quali vengono portate a contatto. Tale distanza viene inoltre aumentata a $3,5 \text{ cm}$ in presenza di emanazioni gassose nocive alla costruzione e quando vi sia motivo di temere l'azione dannosa di correnti elettriche vaganti.

Le barre di armatura dovranno essere piegate all'estremità ad uncino rotondo con una luce interna pari ad almeno 5 diametri. Nei punti di interruzione delle armature si dispone poi che i ferri vengano sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri, ripiegandoli ad uncino alle estremità, oppure uniti con manicotto filettato. Queste interruzioni dovranno comunque essere sfalsate e trovarsi nelle regioni di minore sollecitazione.

A seguire abbiamo il **Regio Decreto Legge del 23 Maggio 1932 n° 832**, nel quale si possono leggere le seguenti novità in merito a :

II- QUALITÀ DEI MATERIALI

Per il calcestruzzo, mentre resta invariato il numero di provini, pari a 4, si assumerà come resistenza definitiva la media dei tre risultati maggiori.

III- CARICHI DI SICUREZZA

I valori di tensione ammissibile per calcestruzzi ad alta resistenza od alluminosi diventano rispettivamente pari a 50 e 65 kg/cm². Inoltre il carico di sicurezza al taglio non dovrà superare i valori di 2 kg/cm² per conglomerati di cemento Portland, d'alto forno e pozzolanico, e di 4 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi. Quando la tensione tangenziale massima calcolata per il conglomerato supera i detti limiti, la resistenza al taglio deve essere integralmente affidata ad armature metalliche.

IV- NORME PER I CALCOLI STATICI

Le legature trasversali dei ferri che armano i pilastri dovranno essere distribuite a distanza breve inferiore alla minore dimensione della sezione del pilastro e a 10 volte il diametro dei ferri.

A seguire dopo i successivi **Regio Decreto Legge del 23 Maggio 1932 n° 832** e **Regio Decreto Legge del 29 Luglio 1933 n° 1213** che non portano modifiche degne di nota alle norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato fin qui descritte è invece opportuno soffermarsi sul **R.D.L. del 16 Novembre 1939 n° 2228 e 2229**, la cui importanza è da ricercarsi nella sua longevità, resterà infatti in vigore per oltre trent'anni dalla data della sua pubblicazione (Gazzetta Ufficiale n° 92 del 12 Aprile 1940). Questo sarà quindi in vigore e alla base della progettazione degli interventi di ampliamento delle strutture dello stadio realizzati nel 1960 (Curva Nord) e del 1968 (Gradinata - Curva Sud).

I due decreti ricalcano quindi per i contenuti le due parti in cui si dividevano i decreti precedenti, nel primo (n°2228) vengono infatti indicate le norme per l'accettazione dei leganti idraulici, nel secondo (n°2229) le norme per le esecuzione di opere in conglomerato cementizio e armato.

NORME PER L'ACCETTAZIONE DEI LEGANTI IDRAULICI

Dopo aver definito i diversi tipi di cementi (Portland, pozzolanico, d'alto forno, alluminoso) e agglomerati cementizi (a lenta o a rapida presa), vengono subito riportati i requisiti necessari per l'accettazione in termini di composizione e di resistenza a compressione e a trazione. In seguito vengono descritti i metodi di prova e le condizioni e modalità di fornitura. Infine nell'Allegato A sono elencati i Laboratori Ufficiali per le esperienze sui materiali da costruzione, tra cui figura quello della facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa.

NORME PER L'ESECUZIONE DI OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO SEMPLICE O ARMATO

Le prescrizioni generali sono sostanzialmente le stesse riportate nei decreti precedenti, rimangono infatti l'obbligo di redazione di un progetto firmato da un ingegnere o da un architetto, di accertamento delle qualità dei materiali attraverso prove eseguite dai laboratori ufficiali indicati nell'Allegato A, di esecuzione delle opere sotto la direzione di un ingegnere, possibilmente il progettista, e di presentare prima dell'inizio della costruzione denuncia delle opere in prefettura, corredata di una copia di massima del progetto.

In seguito si trovano le disposizioni sulla qualità dei materiali, per quanto riguarda i conglomerati, mentre non variano le modalità di prova e di conseguenza la determinazione della resistenza cubica a pressione, si impone che tale resistenza risulti almeno tripla del carico di sicurezza adottato nei calcoli e mai inferiore a 120 kg/cm^2 per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm^2 per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminoso. Per le armature viene invece consentito l'utilizzo oltre che di acciaio dolce, di acciaio semiduro e duro per diametri dei tondini inferiori a 30mm, le cui caratteristiche in termini di resistenza e allungamento a rottura sono in seguito riportate:

- Acciaio dolce:

- Carico di rottura per trazione compreso fra 42 e 50 kg/mm^2

- Limite di snervamento non inferiore a 23 kg/mm^2

- Allungamento di rottura non inferiore al 20 %

- Acciaio semiduro:

- Carico di rottura per trazione compreso fra 50 e 60 kg/mm^2

- Limite di snervamento non inferiore a 27 kg/mm^2

- Allungamento di rottura non inferiore al 16 %

- Acciaio duro:

Carico di rottura per trazione compreso fra 60 a 70 kg/mm²

Limite di snervamento non inferiore a 31 kg/mm²

Allungamento di rottura non inferiore al 14 %

Vengono quindi riportati i carichi di sicurezza da adottare per il calcolo delle strutture; per i conglomerati soggetti a sollecitazioni di pressione semplice e di pressoflessione viene indicato il limite di un terzo della resistenza a compressione a 28 giorni; per le sollecitazioni di taglio viene indicato il limite di 4 kg/cm² per conglomerati di cemento portland e di 6 kg/cm² per conglomerati ad alta resistenza; per le armature metalliche sollecitate a trazione non deve invece superare 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce e 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e duro. Inoltre si richiede che a valore più alti di tensione nelle armature corrispondano più elevati carichi a rottura 28 giorni per il conglomerato. In particolare la tensione di 1400 kg/cm² richiede l'uso di conglomerato con resistenza minima 160 kg/cm² ; l'uso di acciai semiduri e duri richiede invece l'impiego di conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm² fino a tensioni di 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm² fino a tensioni di 2000 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali.

Si passa in seguito alle norme di calcolo; per quanto riguarda il calcolo del peso proprio si ritorna al valore di 2500 kg/cm³; per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione si rimanda ai metodi della scienza delle costruzioni considerando le condizioni di carico più sfavorevoli; per il calcolo delle tensioni massime nel conglomerato e nell'armatura metallica ed il dimensionamento diretto delle sezioni si fa riferimento sempre ai metodi della scienza delle costruzioni per i solidi omogenei, assumendo per sezione resistente quella costituita dal parte del conglomerato che risulta compressa e dalle aree metalliche affette dal coefficiente di omogeneizzazione n , e prescindendo di regola dalla presenza del conglomerato eventualmente teso.

Sono inoltre riportate indicazioni sulle disposizione delle armature, in particolare le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica di sezione quadrata o poligonale regolare devono avere un'armatura longitudinale di sezione non inferiore allo 0,8% di quella del conglomerato strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cm² e non inferiore allo 0,5 % quando questa sia maggiore di 8.000 cm², adottando per i casi intermedi la variazione lineare. Queste membrature dovranno inoltre essere munite di apposita staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore alla metà della dimensione minima della sezione e a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale.

Nei trenta e più anni di validità di questa normativa sono state emanate diverse circolari che rispondevano alle necessità del momento. Tra queste si ricordano la **n°2083 del 25 settembre 1948** dal titolo “*L'acciaio da impiegare nei cementi armati*” , la **n°1082 dell' 8 giugno 1953** dal titolo “*Acciaio per conglomerati cementizi armati*” e la **n°1433 dell' 20 maggio 1954** dal titolo “*Osservanza delle norme per le costruzioni in cemento armato*” , che sottolineano di rispettare rigorosamente la norma del 1939, era infatti avvenuto che si tollerasse nelle strutture in cemento armato l'impiego di tondini di ferro, con processo di fabbricazione molto corrente e che perciò non offriva alcuna garanzia di uniformità di caratteristiche tecnologiche. Questo continuo interesse da parte del legislatore sull'argomento sicuramente testimonia un utilizzo di acciaio di scarsa omogeneità in quegli anni non più giustificabile.

La successiva circolare **n°1472 del 23 maggio 1957** dal titolo “*Armatura delle strutture in cemento armato*” riveste infine un ruolo molto importante per l'uso di tale materiale, infatti oltre ad abrogare i suggerimenti dati dalle precedenti circolari definisce in modo chiaro i tipi di acciaio di possibile impiego per le armature.

In particolare si stabilisce che per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq 42 , Aq 50 e Aq 60 , sia in tondo sia in forma speciale.

Per gli acciai in tondo la tensione non deve superare il 50% del carico di snervamento ed in ogni caso i valori di 1400 kg/cm² per Aq 42, di 1600 kg/cm² per Aq 50 e di 1800 kg/cm² per Aq 60. Tutto questo purché si impieghi, per acciai Aq 50 e Aq 60, conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare e di classe R250 nel caso di sezione a T.

Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata la tensione non deve superare il 50% del carico di snervamento né il 40% del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12% . La tensione ammissibile per questi acciai non deve comunque superare il valore di 2200 kg/cm², utilizzando per tali valori conglomerati di classe almeno R250.

Il successivo passo, che porta all'emanazione delle nuove norme tecniche, è la **Legge n°1086 del 5 Novembre 1971**. Questa dispone infatti, all'art.21, che entro sei mesi dalla sua pubblicazione siano emanate da parte del Ministro dei Lavori Pubblici le nuove norme tecniche a cui si dovranno uniformare le costruzioni in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Inoltre introduce l'obbligo di denuncia delle opere, da parte del costruttore, all'ufficio del Genio Civile competente prima dell'inizio dei lavori. L'ufficio del Genio civile va quindi ad assumere il ruolo svolto negli anni precedenti dalla Prefettura. Questa disposizione si applica a tutte le opere ad esclusione di quelle eseguite per conto dello Stato o per conto delle regioni, delle provincie e dei comuni, aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere.

Le norme tecniche, che vanno a sostituire il R.D.L. n°2228 e 2229 del 1939, sono quindi state emanate l'anno successivo con il **Decreto Ministeriale n°9161 del 30 maggio 1972** dal titolo *“Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.

Soffermandoci sulla prima parte, relativa alle opere in cemento armato ordinario, si riportano le principali novità relative al calcolo (§.2), alla qualità dei materiali (§.3) e all'esecuzione (§.4).

Per quanto riguarda il calcolo delle sezioni si rimanda come nelle normative precedenti ai metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi di elasticità lineare dei materiali, ovvero il metodo delle tensioni ammissibili, ammettendo per la prima volta l'utilizzo di un coefficiente di omogeneizzazione $n = 15$. Per la prima volta viene anche ammesso il calcolo a rottura, purché si giustifichino le ipotesi teoriche ed i risultati sperimentali in esso considerati e ne risulti un coefficiente di sicurezza, rispetto al carico totale, pari a 1,75.

Vengono poi definiti i valori di tensione ammissibili sia per i conglomerati che per le armature. Per i conglomerati si distinguono sei classi di qualità, individuate dal numero che esprime in kg/cm^2 la resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione (R'_{bk}), che sono 150, 200, 250, 300, 400 e 500, escludendo per strutture armate l'impiego di conglomerati con R'_{bk} inferiore a 150 kg/cm^2 . Vengono quindi fornite la formula per il calcolo della tensione ammissibile σ'_b che sarà pari a:

$$\sigma'_b = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} \text{ in } \text{kg/cm}^2$$

di calcolo della tensione tangenziale massima nel conglomerato τ_{b0} per evitare la verifica delle armature a taglio

$$\tau_{b0} = 4 + \frac{R'_{bk} - 150}{75} \text{ in } \text{kg/cm}^2$$

e della tensione tangenziale massima nel conglomerato τ_{b1} in presenza di armature a taglio

$$\tau_{b1} = 14 + \frac{R'_{bk} - 150}{35} \text{ in } \text{kg/cm}^2$$

Per gli acciai in base alla resistenza caratteristica a snervamento R_{sk} espressa in kg/mm^2 si distingue fra :

- Acciai per barre tonde lisce del tipo FeB22 ed FeB32 aventi come tensione ammissibile rispettivamente 1200 kg/cm^2 e 1600 kg/cm^2

- Acciai per barre ad aderenza migliorata del tipo FeA38 FeA41 e FeB44 aventi come tensione ammissibile rispettivamente 2200 kg/cm², 2400 kg/cm² e 2600 kg/cm² se controllati in stabilimento e 1900 kg/cm², 2000 kg/cm² e 2200 kg/cm² se non controllati.

Si impone poi per l'uso di acciai ad aderenza migliorati, l'impiego di un conglomerato di classe maggiore od uguale a 250.

Per la prima volta viene inoltre fornita una formula per il calcolo del modulo elastico del conglomerato in funzione della sua resistenza caratteristica

$$E'_b = 18000 \cdot \sqrt{R'_{bk}} \text{ in } kg/cm^2$$

Per quanto riguarda la disposizione delle armature sono fornite le seguenti indicazioni:

- per le travi, si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a 3cm²/m, con un minimo di tre staffe al metro, opportunamente collegate da apposite armature longitudinali che devono essere in percentuale non inferiore allo 0,15%, dell'intera sezione, per barre ad aderenza migliorata ed allo 0,25% per barre lisce;
- per i pilastri, soggetti a compressione centrata od eccentrica, deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,6% e non maggiore del 5% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale in base alla tensione ammissibile adottata e non minore dello 0,3% della sezione effettiva. Il diametro delle barre non deve essere inferiore a 12mm e deve essere disposta una staffatura di diametro minimo pari a 6mm, con passo non superiore a 15 volte il diametro minimo delle barre longitudinali e con un massimo di 25cm.

Per la determinazione delle qualità dei materiali si rimanda all'allegato I della presenta norma, dove vengono descritte le prove e le modalità di esecuzione. Per il conglomerato il direttore dei lavori dovrà effettuare almeno un prelievo ogni 100 m³ di getto e, comunque non meno di tre per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo utilizzato nell'opera. Ogni prelievo dovrà poi contenere la quantità di calcestruzzo necessaria per la confezione di un gruppo di quattro provini.

Il controllo delle barre di armatura risulta invece obbligatorio per quanto riguarda gli acciai non controllati in stabilimento, è invece facoltativo per gli altri.

Sono fornite indicazioni in merito alle giunzioni delle armature, alla piegatura dei ferri, al copri ferro ed all'interferro. Le giunzioni potranno essere effettuate sia mediante saldatura che mediante sovrapposizione con lunghezza di sovrapposizione non minore di 20 volte il diametro. Il copri ferro

è stabilito pari almeno a 0,8cm per le solette e a 2cm nel caso di pilastri e travi, mentre l'interfero deve essere almeno pari al diametro delle barre e comunque non inferiore a 2cm.

Successivamente, tenendo fede alla legge n°1086 del 5 Novembre 1971 che obbligava il ministero dei lavori pubblici ad emanare ogni due anni un decreto di aggiornamento delle norme sulle costruzioni, furono quindi emanati il **D.M. 30 maggio 1974**, il **D.M. 16 giugno 1976** ed il **D.M. 26 marzo 1980**. Mentre il primo non introdusse novità di rilievo il secondo portò un cambiamento nella definizione degli acciai da utilizzare per barre tonde lisce e ad aderenza migliorata.

Per gli acciai in base alla resistenza caratteristica a snervamento R_{sk} espressa in kg/mm^2 si distingue infatti fra:

- Acciai per barre tonde lisce del tipo FeB22k ed FeB32k aventi come tensione ammissibile rispettivamente $1200 kg/cm^2$ e $1600 kg/cm^2$
- Acciai per barre ad aderenza migliorata del tipo FeB38k e FeB48k aventi come tensione ammissibile rispettivamente $2200 kg/cm^2$ e $2600 kg/cm^2$ se controllati in stabilimento e $1900 kg/cm^2$ e $2200 kg/cm^2$ se non controllati.

Questo decreto (*D.M. 16 Giugno 1976*) sarà quindi in vigore e alla base della progettazione dell'intervento di completamento delle curve eseguito nel 1978.

Risulta inoltre importante perché per la prima volta si inizia a parlare di calcolo agli stati limite, in alternativa alle tensioni ammissibili, imponendo per questo metodo verifiche allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio per fessurazione e deformazione.

Il **D.M. 26 marzo 1980** esprime quindi in modo più completo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, definendo per la prima volta le combinazioni delle azioni da adottare per i vari stati limite.

In seguito vengono emanati in merito i **D.M. 01 aprile 1983**, il **D.M. 27 luglio 1985**, il **D.M. 14 febbraio 1992** fino ad arrivare al **D.M. 9 Gennaio 1996** che costituirà la normativa di riferimento per il calcolo delle strutture agli stati limite fino all'emanazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni nel 2005.

Le nuove norme del 2005 si pongono l'obiettivo di riordinare le varie normative esistenti nel campo delle costruzioni realizzando un testo unitario improntato al più moderno indirizzo di normazione prestazionale. Entrate in vigore solamente nel gennaio 2008 sono state ben presto sostituite dalle **NTC2008** entrate ufficialmente in vigore, dopo un periodo transitorio di oltre un anno in cui ne era già consentito l'utilizzo, il 30 giugno 2009 e tuttora operanti.

1.2 Evoluzione storica normativa sismica in Italia

A seguito del disastroso terremoto che colpì lo stretto di Messina nel 1908, ebbe inizio una abbondante legislazione in materia di edilizia antisismica indirizzata, almeno inizialmente, esclusivamente ai territori già colpiti da eventi sismici importanti.

Il **Regio Decreto del 18 aprile 1909 n° 193** aprì di fatto la serie normativa; gli aspetti trattati dal citato Regio Decreto riguardavano essenzialmente i criteri di scelta dei siti edificabili, le altezze massime e il numero dei piani degli edifici, alcune prescrizioni urbanistiche, nonché una serie di indicazioni sull' idoneità dei sistemi costruttivi, sulle regole del buon costruire e su alcune prescrizioni inerenti i calcoli di stabilità.

In particolare, le azioni del moto ondulatorio dovevano essere simulate da forze orizzontali applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione, mentre il moto sussultorio veniva considerato aumentando di una percentuale le azioni statiche dovute al peso proprio e al sovraccarico. È riconosciuta quindi la natura dinamica dell'azione sismica distinguendo tra la componente orizzontale (moto ondulatorio) e quella verticale (moto sussultorio), ma di entrambe non è data alcuna indicazione quantitativa.

Si dovrà infatti attendere il **R.D.L. del 29 aprile 1915 n° 573** per avere le prime indicazioni quantitative sull'entità delle azioni sismiche.

Il successivo **R.D.L. del 23 ottobre 1924 n° 2089** stabilisce che i calcoli dovevano essere firmati esclusivamente da un ingegnere e che non si dovessero sommare gli effetti dell'accelerazione orizzontale e di quella verticale, calcolati come da decreto precedente, e introduce prescrizioni circa le “dimensioni delle membrature dell'ossatura per gli edifici di comune abitazione”(Art.29). In particolare si specifica che possono adottarsi per i pilastri in cemento armato, di edifici di abitazione a due piani, le seguenti dimensioni minime: al piano superiore cm. 30x30 e 4 barre di mm. 18 e al p.t..cm. 40x40 e 4 barre da mm. 25 avendo cura di prolungare i ferri di ogni tronco nel successivo per una lunghezza non minore di 50 cm dal pavimento di ogni piano; ovvero di raddoppiare la sezione metallica mediante spezzoni alle due estremità, superiore ed inferiore, dell'edificio.

Con il seguente **R.D. del 13 marzo 1927 n°431** si arriva quindi ad una classificazione delle località colpite dai terremoti “*in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica*” e suddividendole in due categorie, per le quali erano riservate delle prescrizioni specifiche per il calcolo dell'azione sismica.

Le successive norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località sismiche furono emanate con il **R.D.L. del 3 Aprile 1930 n°682**, tuttavia questo non introdusse novità degne di nota.

Col seguente **R.D.L. del 23 marzo 1935 n°640** “*Norme Tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*” venne invece delineato un nuovo quadro normativo valido per tutti i comuni del regno, che costrinse le amministrazioni locali ad adottare regolamenti edilizi che specificassero le regole del buon costruire, in relazione anche ai materiali ed ai sistemi costruttivi tipici dei rispettivi territori.

Il R.D.L. del 1935 venne poi leggermente modificato dal **R.D.L. del 22/11/1937 n°2105**, in particolare nei confronti del calcolo dell’azione sismica si specificò di considerare nell’ aumento carichi statici dovuto al moto sussultorio , un valore di partenza del sopraccarico accidentale pari ad un terzo del valore nominale, sempreché il carico totale così ottenuto non risulti inferiore alla somma del peso proprio e del sopraccarico accidentale nel suo valore nominale. Inoltre venne ulteriormente ridotto, per le località sismiche di II categoria, il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono, passando da 0,07 a 0,05.

Sono poi fornite per la prima volta alcune indicazioni sui carichi di sicurezza da adottarsi nei calcoli delle membrature in conglomerato cementizio armato, assumendo i valori di 1400 kg/cm² e 2000 kg/cm² rispettivamente per il ferro omogeneo e per l’acciaio semiduro.

Tutto questo rimanendo in accordo alle norme specifiche sul cemento armato e sui leganti idraulici dettate dal **R.D.L. 29 luglio 1933, n.1213** poi sostituito dal **R.D.L. del 16 novembre 1939, n°2228 e n°2229** descritti al paragrafo precedente.

La norma del 1937 farà da riferimento per le costruzioni in zona sismica per molti anni, in pratica fino al 1975, infatti anche con la **Legge 25 novembre 1962 n°1684**, sebbene la cultura scientifica avesse fatto passi in avanti, non vennero apportate sostanziali modifiche alla legge del 1937, ad eccezione di piccole particolarità, come quelle riguardanti l’eliminazione degli effetti sismici verticali tranne che per strutture a sbalzo per le quale era previsto un incremento dei carichi permanenti ed accidentali del 40%.

La normativa sismica successiva a quella del 1937 e di pari importanza per longevità è quindi quella emanata con il **D.M. 03 marzo 1975 n°40**. Questa rimarrà sostanzialmente inalterata per circa trent’anni fino all’emanazione il 20 Marzo 2003 dell’**Ordinanza PCM 3274**.

Il testo del 1975 è molto importante in quanto presenta molte novità in particolare nel merito del calcolo dell’azione sismica. Viene infatti introdotta l’analisi statica, schematizzando l’azione del

sisma con due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali.

Per quanto riguarda le azioni verticali, esse non vengono considerate ad esclusione di strutture aventi membrature orizzontali con luce superiore a 10 m o di natura spingente o presentanti sbalzi (come ad esempio la Pensilina di copertura della tribuna).

In tal caso si applica alla struttura un sistema di forze verticali, distribuite proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà $F_v = m \cdot C \cdot W$ nella quale è, in genere, $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Il decreto, in attesa dell'aggiornamento degli elenchi delle zone sismiche richiesto dalla legge del 2 febbraio 1974 n°64, si applicava solamente alle località sismiche già classificate in virtù delle preesistenti disposizioni in materia, nella prima e seconda categoria, ad esse attribuendo i gradi di sismicità $S = 12$ e $S = 9$. In merito risulta doveroso effettuare un breve excursus sull'evoluzione della classificazione sismica.

I criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale tardavano infatti ad evolversi, fino al 1980 valse il criterio di classificare una zona come sismica solo in seguito ad un importante evento sismico, in base ai danni subiti, secondo una suddivisione netta in due categorie.



Figura 1.1 – Classificazione sismica 1909

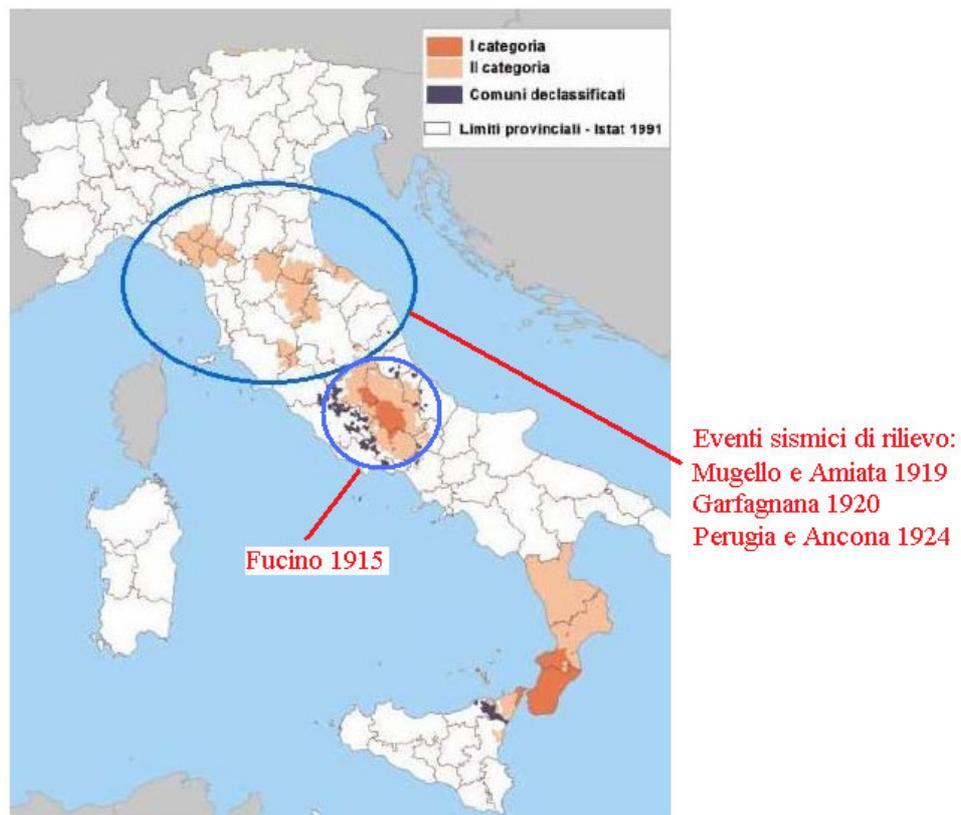


Figura 1.2 – Classificazione sismica 1927

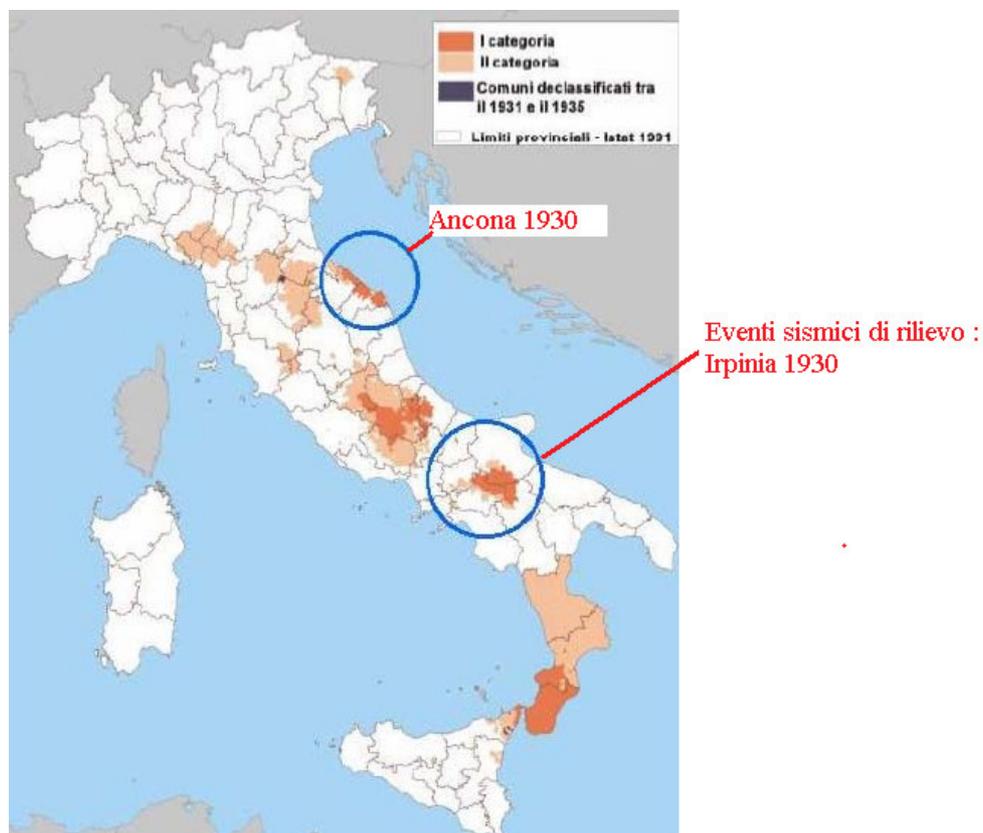


Figura 1.3 – Classificazione sismica 1935

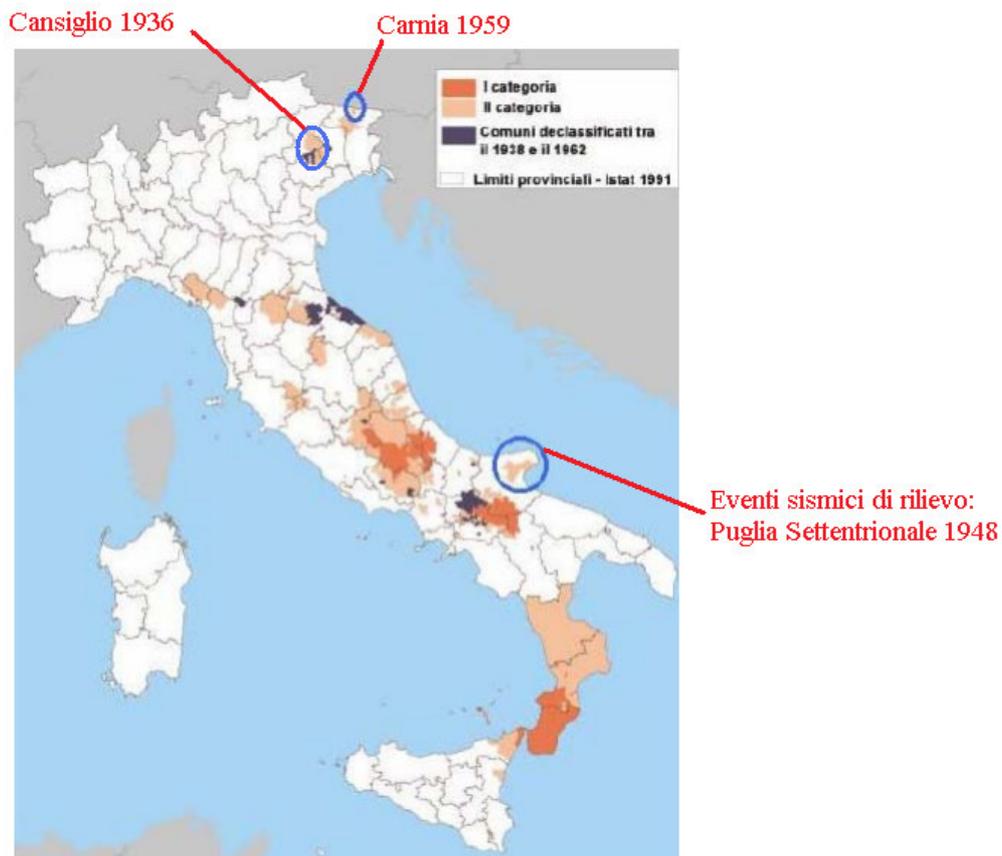


Figura 1.4 - Classificazione sismica 1962

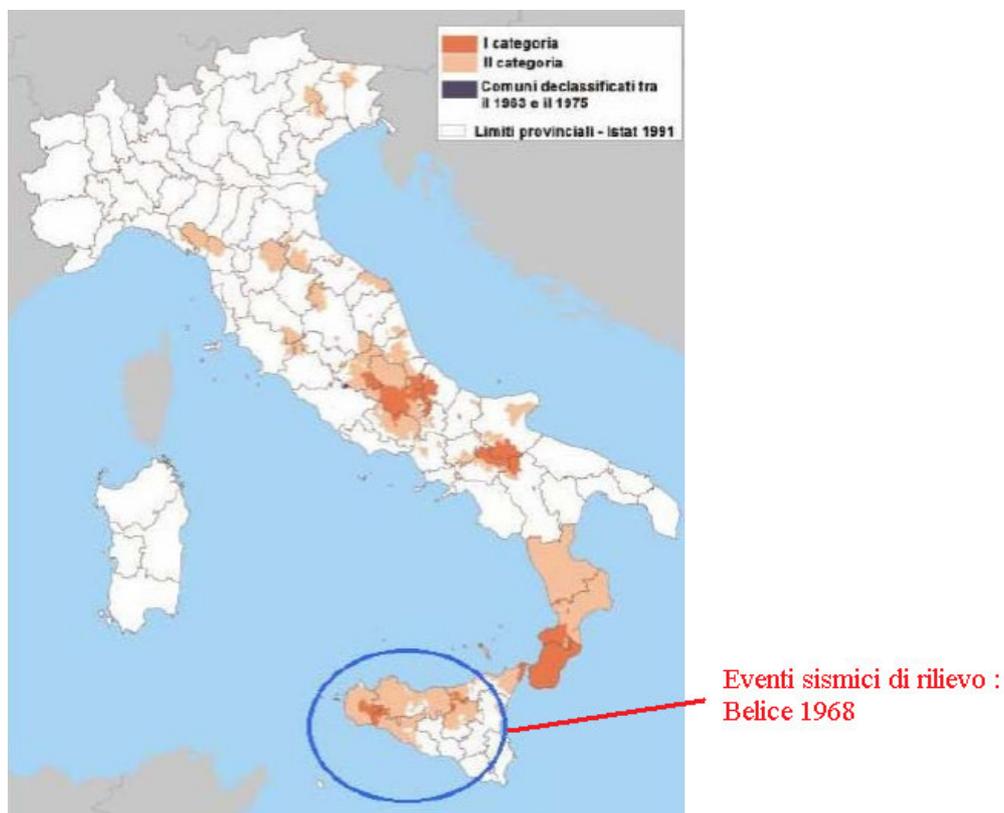


Figura 1.5 - Classificazione sismica 1975

La classificazione, come sottolineato dalle figure precedenti, procedeva quindi lentamente e a sbalzi, senza un piano organico, e zone in cui le condizioni fisiche potevano far temere futuri eventi distruttivi non erano considerate a rischio. Inoltre, pressioni politiche, alle volte contrastanti, portavano ad una classificazione ingiustificabile: poteva avvenire infatti che, in seguito ad un evento, comuni pur poco colpiti facessero di tutto per essere classificati in zona sismica in modo da attingere a cospicui finanziamenti per la ricostruzione e poi, a distanza dall'evento, cercassero in tutti i modi di ottenere la declassificazione per non sopportare i maggiori oneri derivanti dalle norme per le nuove costruzioni.

Di conseguenza, come si nota dalla Figure 1.5 la mappa delle zone classificate presentava anomalie evidenti: zone altamente sismiche completamente isolate, o viceversa zone non classificate, completamente circondate da zone considerate ad alto rischio.

Tuttavia dopo il terremoto in Irpinia del 1980, si intrapresero studi sistematici finalizzati ad una classificazione sismica del territorio nazionale basata su criteri moderni e su studi scientifici. Questi studi condotti dal CNR porteranno alla classificazione del 1984, riportata in figura 1.5, che quasi raddoppierà il numero di comuni considerati sismici: si passa infatti da 1600 a 2965, e definirà tre categorie sismiche I, II e III aventi grado di sismicità S pari rispettivamente a 12,9 e 6.



Figura 1.5 – Classificazione sismica 1984

Questa classificazione rimarrà valida per molti anni, in pratica fino all'entrata in vigore dell'**OPCM 3274** del 2003 dal titolo “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”.

Questa ordinanza recepisce i moderni criteri di classificazione sismica, in particolare le mappe di pericolosità sismica elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Si individuano pertanto quattro zone, ciascuna caratterizzata dai valori di accelerazione orizzontale di picco al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo la tabella seguente

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a _g /g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a _g /g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 1.2 – Classificazione sismica OPCM 3274

Le zone sismiche sono individuate sulla base del documento “*Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale*” elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997 in particolare le zone 1,2 e 3 corrispondono alle categorie I, II e III, mentre la 4 ai comuni non classificati della presente mappa (Figura 1.7).

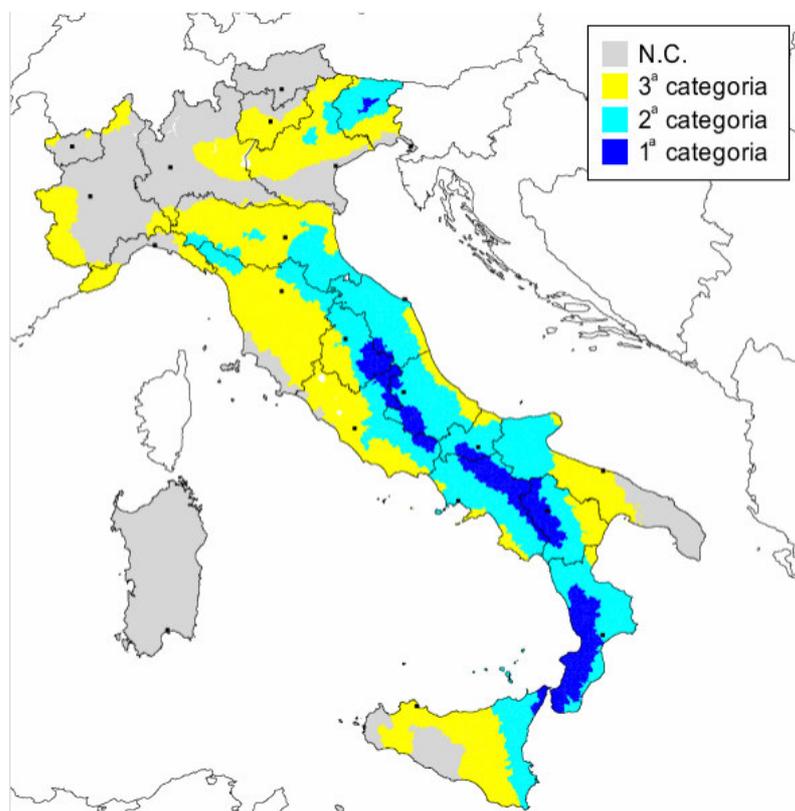


Figura 1.7 – Proposta di riclassificazione 1998

L'azione sismica orizzontale è quindi considerata composta da due componenti ortogonali indipendenti, definite a partire dallo stesso spettro di risposta elastico le cui ordinate sono descritte da equazioni e tiene a che conto delle caratteristiche del suolo..

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tabella 1.3 – Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro elastico delle componenti orizzontali (OPCM 3274)

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Tabella 1.4– Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro elastico della componente verticale (OPCM 3274)

L'accelerazione a_g consista in una “scalatura” delle ordinate degli spettri di risposta in funzione della pericolosità del sito in esame. Dallo spettro elastico si passerà poi allo spettro di progetto per lo stato limite ultimo attraverso un fattore riduttivo che tiene conto delle capacità dissipative della struttura, denominato fattore di struttura q .

Si differenzia poi l'intensità dell'azione sismica di progetto in funzione dell'importanza della costruzione in esame, attraverso il fattore di importanza Y_I che va a moltiplicare le espressioni precedenti.

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

Tabella 1.5 – Fattori di importanza (OPCM 3274)

Questa ordinanza è molto importante perché oltre a modificare i criteri di classificazione sismica del territorio nazionale e di calcolo dell'azione sismica, dispone l'obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, sia degli edifici esistenti di interesse strategico e delle opere infrastrutturali esistenti la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono avere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Da quest'obbligo di

verifica sono escluse le opere progettate secondo le normative vigenti successivamente al 1984 e relative, rispettivamente, alla prima categoria per quelle situate in zona 1, alla seconda categoria per quelle situate in zona 2 ed alla terza categoria per quelle in zona 3.

Nell' Allegato 2 della presente ordinanza vengono quindi forniti gli strumenti per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti.

L'ordinanza sopra descritta era tuttavia viziata da errori ed imprecisioni che hanno richiesto successive modifiche e integrazioni. Sono state quindi emanati l'**OPCM 3316** del 2 Ottobre 2003, l'**OPCM 3333** del 23 gennaio 2004 e l'**OPCM 3431** del 3 maggio 2005 , fino ad arrivare al riordino delle normative tecniche sulle costruzioni con l'entrata in vigore il 1 gennaio 2008 delle **NTC2005**, che conservavano dell'ordinanza del 2003 solamente i criteri di classificazione sismica del territorio nazionale.

Nello stesso anno è stata infine emanata con il DM 14/01/08 la normativa tecnica sulle costruzioni tuttora in vigore, le cosiddette **NTC2008**, che hanno introdotto il principio dell'attribuzione diretta dell'azione sismica dai dati di sito. In particolare, in luogo delle quattro zone sismiche previste dall'OPCM 3274, è stato definito un reticolo composto da circa 11000 nodi di riferimento, per ognuno dei quali sono date, in funzione dei vari tempi di ritorno T_R , le seguenti tre grandezze :

- l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (PGA) a_g
- il fattore di amplificazione dello spettro F_0 su suolo di riferimento rigido orizzontale
- il periodo T_c^* corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta in accelerazione

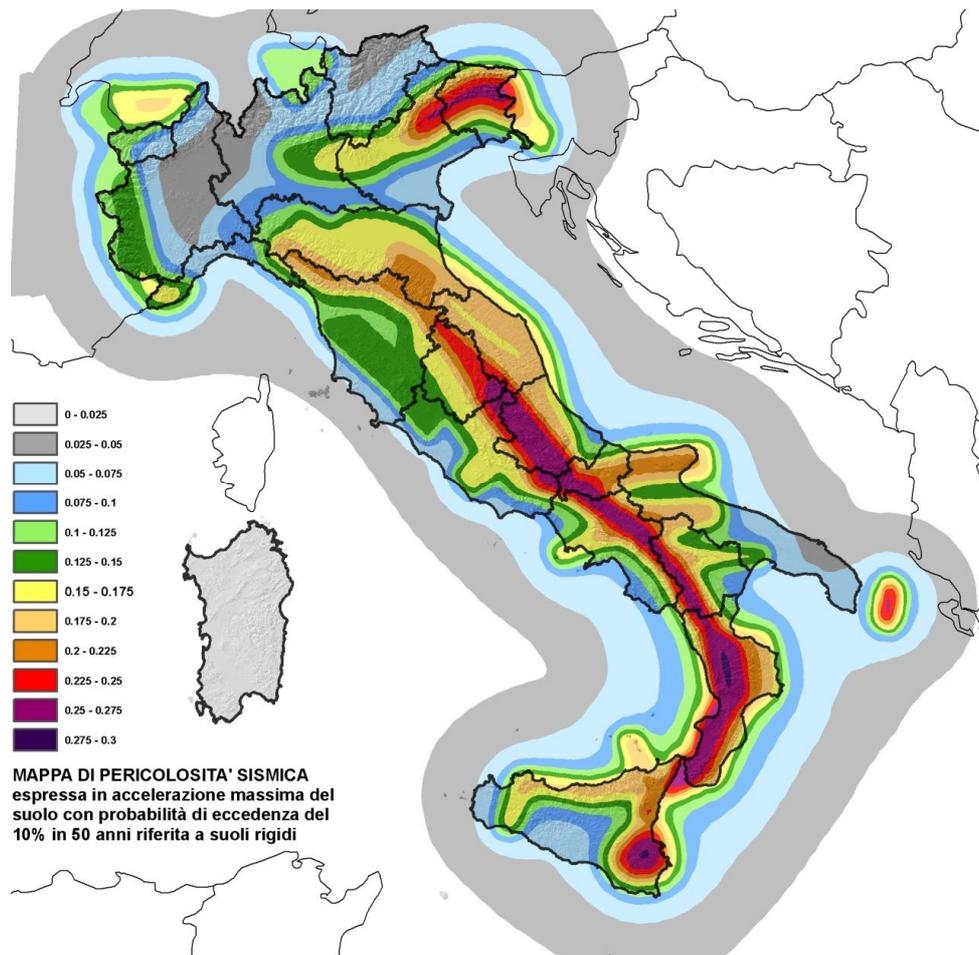


Figura 1.8 – Zonizzazione sismica NTC2008

La forma dello spettro elastico in termini di accelerazioni è allora definita dalle seguenti espressioni

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T > T_D$$

dove

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica funzione

della categoria del sottosuolo (Tab.1.6) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica definito in funzione della categoria topografica (Tab.1.7)

T_C è il periodo corrispondente alla fine del tratto di accelerazione costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$ in cui C_C è funzione della categoria del sottosuolo (Tab 1.6)

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 1.6 – S_s e C_c in funzione delle categorie di sottosuolo(NTC 2008)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 1.7 – S_t in funzione delle categorie topografica(NTC 2008)

T_B , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a $T_B = T_C/3$

T_D , è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 \cdot (a_a/g) + 1,6$

Per la componente verticale lo spettro di risposta elastico è invece definito dalle seguenti espressioni

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T > T_D$$

dove

F_V è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g , su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Si nota come con la nuova definizione dell'imput sismico gli spettri non siano più ottenibili gli uni dagli altri con una semplice "scalatura" in funzione di a_g , ma dipendano invece dal tempo di ritorno considerato. Questo comporterà anche, come vedremo nei successivi capitoli, una variazione nella definizione degli indici di rischio sismico per gli edifici esistenti, non più pari ad un semplice rapporto tra accelerazioni ma tra tempi di ritorno.

L'area di Pisa come vedremo nel seguente capitolo è stata quindi inserita nelle zone a rischio sismico con il D.M. 19/03/1982 (GU 30/6/82 n° 177).

Capitolo 2

ESAME DEGLI EDIFICI SOGETTI ALLA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA

2.1 Definizione edifici strategici rilevanti e importanti

Come accennato nel precedente capitolo, l'OPCM 3274 del 20 marzo 2003 dal titolo "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", oltre a ridefinire i criteri di classificazione e di calcolo dell'azione sismica sul territorio nazionale, dispone, all'Art.2 comma 3, l'obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, sia degli edifici esistenti di interesse strategico e delle opere infrastrutturali esistenti la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono avere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

Da quest'obbligo di verifica sono escluse le opere progettate secondo le normative vigenti successivamente al 1984 e relative, rispettivamente, alla prima categoria per quelle situate in zona 1, alla seconda categoria per quelle situate in zona 2 ed alla terza categoria per quelle in zona 3. Sono quindi escluse le opere progettate successivamente al 1984 e situate in comuni la cui classificazione sismica non sia cambiata risultando più severa.

Il comune di Pisa rientra pertanto tra questi comuni, risultava infatti nella classificazione del 1984 nella seconda categoria ed in quella del 2003 risulta in zona 2 (Tabella 2.1).

Questo allegato	Decreti fino al 1984	GdL 1998	Classificazione 2003
1	S = 12	prima categoria	zona 1
2	S = 9	seconda categoria	zona 2
3	S = 6	terza categoria	zona 3
4	non classificato	n.c.	zona 4

Codice ISTAT 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL (1998)	Zona ai sensi del presente documento (2003)
TOSCANA - Pisa				
09050001	Bientina	II	III	2
09050002	Buti	II	III	2
09050003	Calci	II	III	2
09050004	Calcinaia	II	III	2
09050005	Capannoli	II	III	2
09050006	Casale Marittimo	II	III	2
09050007	Casciana Terme	II	III	2
09050008	Cascina	II	III	2
09050009	Castelfranco di Sotto	II	III	2
09050010	Castellina Marittima	II	III	2
09050011	Castelnuovo di Val di Cecina	N.C.	III	3
09050012	Chianni	II	III	2
09050013	Crespina	II	III	2
09050014	Fauglia	II	III	2
09050015	Guardistallo	II	III	2
09050016	Lajatico	II	III	2
09050017	Lari	II	III	2
09050018	Lorenzana	II	III	2
09050019	Montecatini Val di Cecina	N.C.	III	3
09050020	Montescudaio	II	III	2
09050021	Monteverdi Marittimo	N.C.	III	3
09050022	Montopoli in Val d'Arno	II	III	2
09050023	Orciano Pisano	II	III	2
09050024	Palaja	II	III	2
09050025	Peccioli	II	III	2
09050026	Pisa	II	III	2
09050027	Pomarance	N.C.	III	3
09050028	Ponsacco	II	III	2
09050029	Pontedera	II	III	2
09050030	Riparbella	II	III	2
09050031	San Giuliano Terme	N.C.	III	3
09050032	San Miniato	II	III	2
09050033	Santa Croce sull'Arno	II	III	2
09050034	Santa Luce	II	III	2
09050035	Santa Maria a Monte	II	III	2
09050036	Terricciola	II	III	2
09050037	Vecchiano	N.C.	III	3
09050038	Vicopisano	II	III	2
09050039	Volterra	N.C.	III	3

Tabella 2.1 – Confronto classificazione sismica 1984-1998-2003

Si distinguono nell'ordinanza due tipologie di edifici e infrastrutture:

- **Strategici** : la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per la finalità di protezione civile (ospedali, centrali operative, caserme , centrali elettriche, vie di comunicazione strategiche ...)
- **Rilevanti** : che assumono particolare rilevanza in relazione ad un eventuale collasso, principalmente perché soggette a grande affollamento (scuole, uffici, chiese, stadi, edifici industriali)

Gli elenchi di questi edifici sono riportati, per quanto di competenza regionale nell'Allegato A del decreto P.G.R. n° 36/R del 9 Luglio 2009 (Figura 2.1)

Estratto da Decreto P.G.R. n. 36/R del 2009

64

24.7.2009 - BOLLETTINO UFFICIALE DELLA REGIONE TOSCANA - N. 26

ALLEGATO A

Elenco degli edifici strategici e rilevanti situati in zona a bassa sismicità da assoggettare alla verifica obbligatoria ai sensi dell'articolo 105 ter, comma 4, l.r. 1/2005.

A) "Edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile" Gli edifici, il cui uso prevalente è da considerarsi strategico, sono:	B) "Edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso" Gli edifici, il cui uso prevalente è da considerarsi rilevante, sono:
<p>1. Strutture ospedaliere e sanitarie</p> <p>a) ospedali, case di cura e strutture funzionali primarie annesse;</p> <p>b) aziende sanitarie, presidi medici, poliambulatori ed altre strutture sanitarie, dotate di pronto soccorso o dipartimenti di emergenza, urgenza e accettazione;</p> <p>c) centrali operative 118</p> <p>2. Strutture civili</p> <p>a) sedi istituzionali di enti pubblici;</p> <p>b) sedi di sale operative per la gestione delle emergenze (centro operativo mobile, centro operativo comunale);</p> <p>c) centri funzionali di supporto alle attività di protezione civile;</p> <p>d) edifici ed opere individuate nei piani d'emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza</p> <p>3. Strutture militari e assimilabili</p> <p>a) caserme delle forze armate, dei carabinieri, della pubblica sicurezza, dei vigili del fuoco, della guardia di finanza, del corpo forestale dello Stato</p> <p>4. Infrastrutture</p> <p>a) centrali elettriche di importanza primaria;</p> <p>b) strutture primarie per le telecomunicazioni (radio, televisioni, telefonia fissa e portatile, ponti radio della rete nazionale);</p> <p>c) vie di comunicazione (strade, ferrovie) ed opere d'arte annesse, limitatamente a quelle strategiche individuate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza;</p> <p>d) porti, aeroporti ed eliporti individuati nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza;</p> <p>e) strutture primarie connesse con la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (oleodotti, gasdotti);</p> <p>f) strutture primarie connesse con il funzionamento di acquedotti locali</p> <p>5. Altre strutture e infrastrutture specificate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza.</p>	<p>1. Strutture per l'istruzione sia pubbliche che private</p> <p>a) scuole di ogni ordine e grado, comprese le strutture funzionali primarie annesse;</p> <p>b) palestre annesse agli edifici scolastici;</p> <p>c) sedi universitarie, accademie, conservatori e relative strutture gestionali e di coordinamento</p> <p>2. Strutture Civili</p> <p>a) uffici amministrativi degli enti pubblici;</p> <p>b) uffici con notevole accesso al pubblico (uffici postali e bancari principali, centri civici, centri per convegni, mense);</p> <p>c) edifici con elevato contenuto artistico o patrimoniale (musei, biblioteche);</p> <p>d) edifici per il culto con superficie utile > 200 metri quadri;</p> <p>e) sale per lo spettacolo, teatri, cinema, sale da ballo, con capienza utile > 100 persone;</p> <p>f) edifici adibiti ad attività sportive o ad esse funzionali e destinati al pubblico, con capienza utile > 100 persone (stadi, tribune, palazzetti dello sport);</p> <p>g) grandi magazzini di vendita, mercati coperti, centri commerciali con superficie di vendita > 2500 metri quadri;</p> <p>h) edifici a destinazione residenziale con cubatura > 5.000 metri cubi ed altezza > 25 metri;</p> <p>i) edifici con destinazione alberghiera con capacità ricettiva > 50 persone;</p> <p>j) strutture sanitarie o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti (ospizi, orfanotrofi)</p> <p>3. Strutture industriali</p> <p>a) edifici industriali ove sia prevista una presenza contemporanea media > 200 addetti;</p> <p>b) edifici industriali nei quali avvengono lavorazioni di materie insalubri o pericolose</p> <p>4. Infrastrutture</p> <p>a) vie di comunicazione (strade, ferrovie, banchine portuali, piste aeroportuali, funivie) ed opere d'arte annesse, il collasso delle quali può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico;</p> <p>b) opere di ritenuta (dighe) con volume di acqua invasato > 50000 metri cubi o altezza dello sbarramento > 5 metri;</p> <p>c) impianti primari di depurazione</p> <p>5. Altre strutture e infrastrutture individuate nei piani di emergenza o in altre disposizioni di protezione civile.</p>

Figura 2.1 – Elenco edifici strategici e rilevanti

Si può notare come gli edifici adibiti ad attività sportive o ad esse funzionali e destinati al pubblico, con capienza utile maggiore di 100 persone (stadi, tribune, palazzetti), rientrano a pieno titolo nella definizione di edifici rilevanti e negli elenchi redatti dalla Regione Toscana.

2.2 Il caso degli impianti sportivi

Come descritto al paragrafo precedente, gli impianti sportivi costruiti prima del 1984 e aventi una capienza utile maggiore di 100 persone risultano dunque soggetti a verifica obbligatoria. La casistica è pertanto ampia, si va dagli stadi di calcio delle squadre principali ai piccoli impianti di periferia, dai palazzetti dello sport alle tribune di semplici campi sportivi.

Concentrando l'attenzione sugli stadi si osserva come la vetustà e l'inadeguatezza di tali impianti sia al centro del dibattito dell'opinione pubblica da alcuni anni.

La quarta edizione del 'Report Calcio', realizzato dal Centro Studi Sviluppo e iniziative Speciali della Figc e presentato nel 2014, ha affrontato tale problematica compiendo un censimento degli impianti sportivi delle squadre professionistiche italiane, con riferimento alla stagione 2012/2013.

I risultati del censimento sono quindi riportati nelle seguenti figure

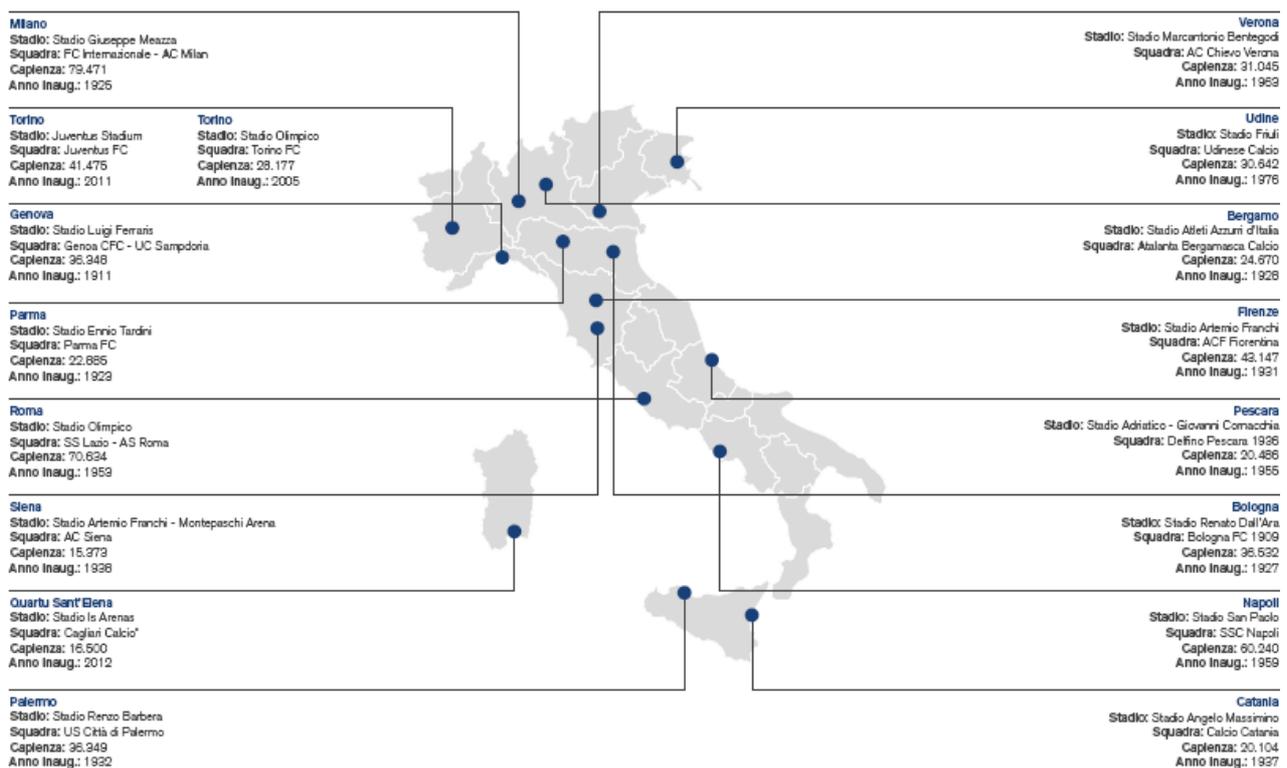


Figura 2.2 – Censimento Stadi Serie A Stagione 2012/2013

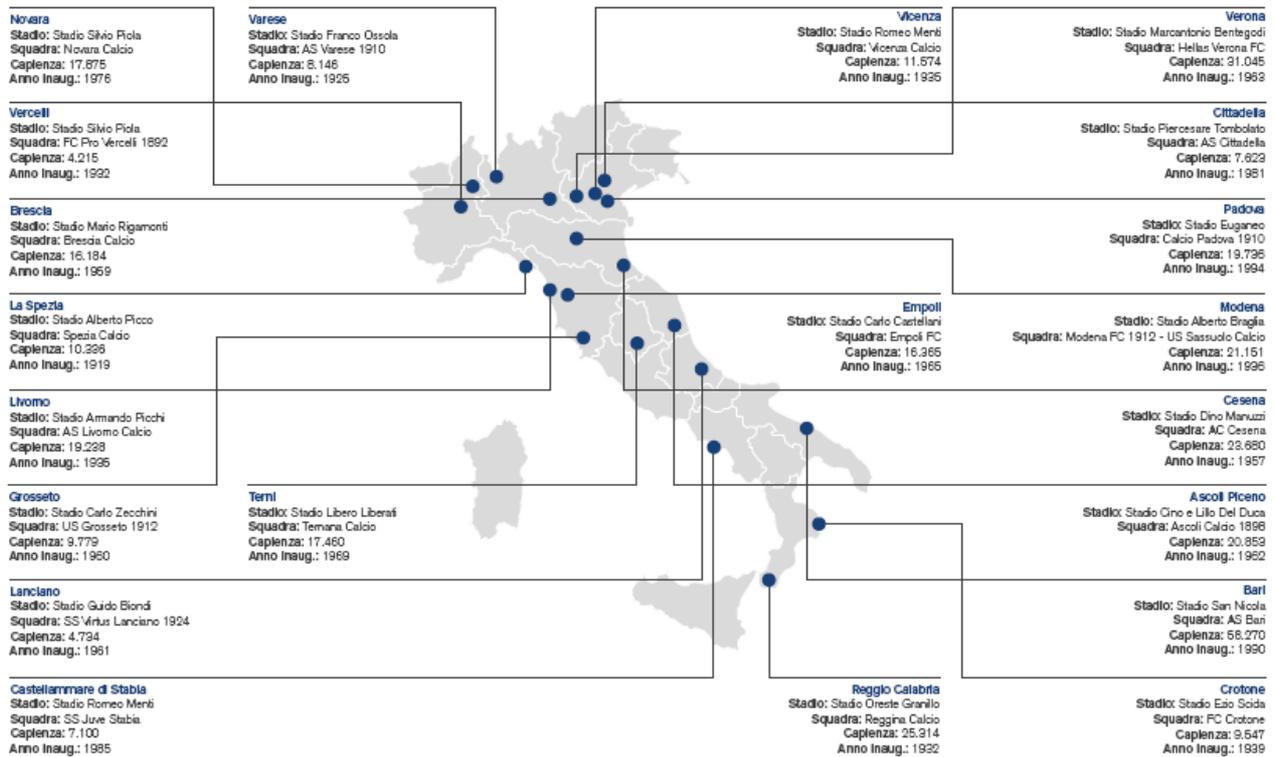


Figura 2.3 – Censimento Stadi Serie B Stagione 2012/2013

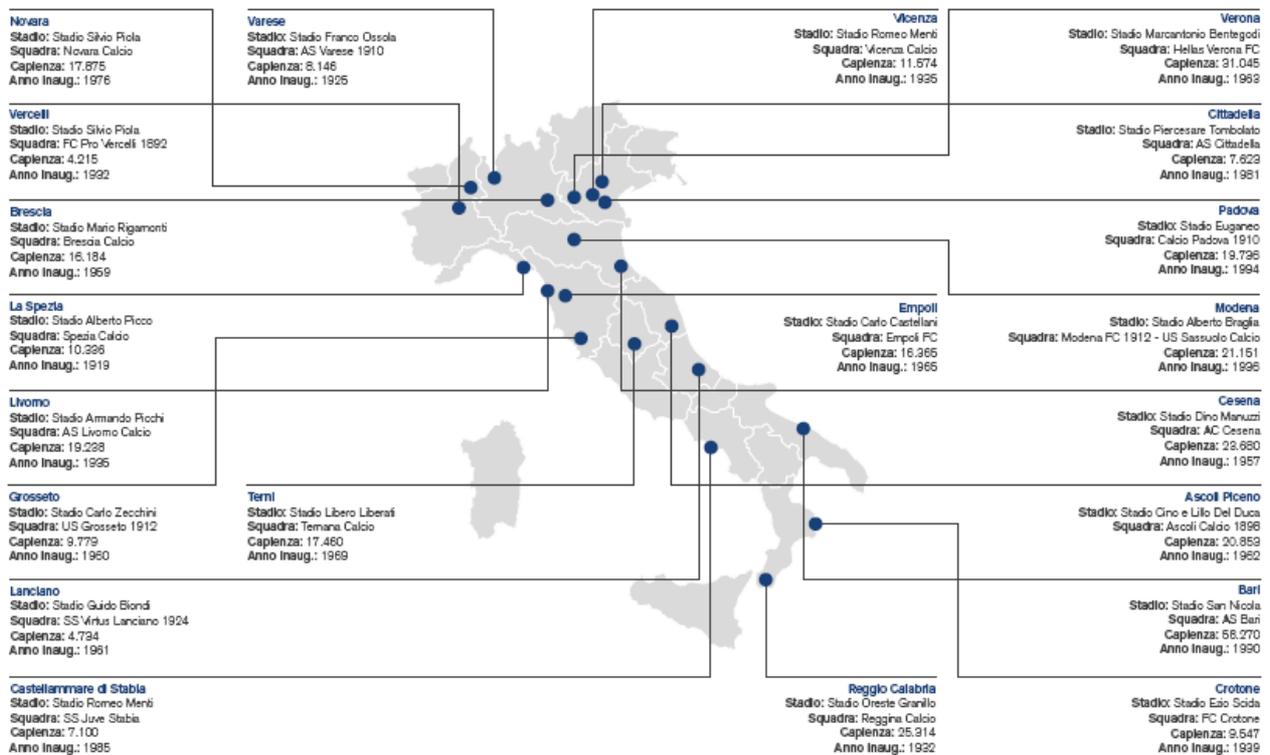


Figura 2.4 – Censimento Stadi Prima Divisione Stagione 2012/2013

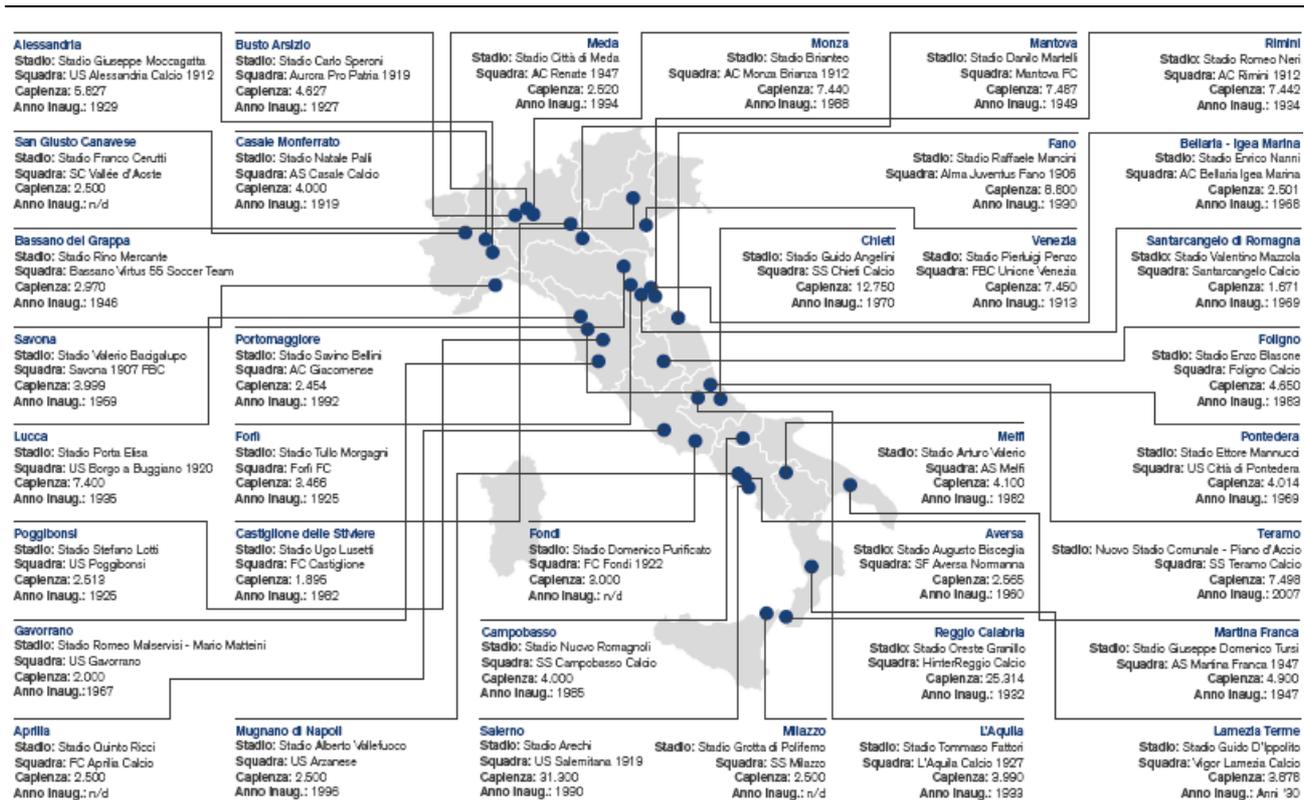


Figura 2.5 – Censimento Stadi Seconda Divisione Stagione 2012/2013

A partire dai dati sopra riportati si può dunque osservare come l'età media degli impianti dedicati al calcio sia abbastanza elevata in particolare:

- 64 anni per gli impianti di serie A
- 58 anni per gli impianti di serie B
- 58 anni per gli impianti di prima divisione
- 56 anni per gli impianti di seconda divisione

Confrontando questi dati con quelli di altri stati europei con un'importante tradizione calcistica si può osservare come l'età media per gli impianti della massima categoria risulti nettamente maggiore di quella degli impianti spagnoli e tedeschi (46 anni) ma inferiore a quella degli stadi inglesi (72 anni), soggetti tuttavia negli ultimi vent'anni a importanti interventi di ristrutturazione e ricostruzione. La differenza principale infatti spesso risiede non nell'età media quanto nella mancanza nel corso della vita dell'opera di adeguati interventi di ristrutturazione e ammodernamento.

Sebbene quindi il dibattito sull'inadeguatezza degli impianti sportivi esistenti e sulla necessità di nuovi impianti di proprietà delle stesse società sportive sia all'ordine del giorno, difficilmente si concentra l'attenzione sull'aspetto strutturale di tali opere. Tuttavia, come si osserva dai risultati del

report elaborato dalla FIGC, gran parte degli stadi italiani sono stati realizzati in tempi in cui il dimensionamento delle strutture era solo legato alla resistenza ai carichi verticali.

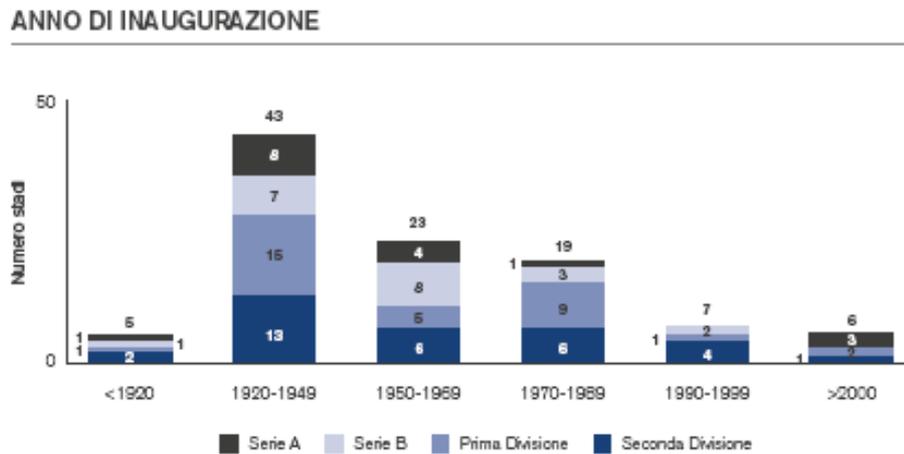


Figura 2.5 – Anno di inaugurazione Stadi Squadre Professionistiche

A maggior ragione quindi l'obbligo di verifica nei confronti della vulnerabilità sismica di tali opere disposto dall' OPCM 3274 del 20 marzo 2003 risulta ragionevole e motivata.

Capitolo 3

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

3.1 *La vulnerabilità sismica: definizioni*

In letteratura sono disponibili varie definizioni di vulnerabilità sismica, mentre alcune si basano sul concetto di danneggiamento o di riduzione di funzionalità dell'elemento strutturale in seguito ad un evento sismico ed altre si concentrano sull'aspetto della quantificazione numerica, sicuramente tutte queste rilevano il rapporto causa-effetto tra l'evento sismico e il danno da esso generato, la cui entità varia proprio in funzione della maggiore o minore predisposizione al danneggiamento, ovvero della vulnerabilità.

La vulnerabilità di un edificio si può pertanto definire come un indicatore sintetico, quantitativo e qualitativo, delle sue caratteristiche strutturali, in grado di esprimere il grado di danno per un determinato livello di azione sismica.

Le grandezze da misurare e da mettere in relazione sono quindi due, una che identifica l'entità dell'azione sismica e che dipenderà dalla zona in cui è ubicata la costruzione e un'altra che identifica il conseguente danno sulla costruzione stessa. La correlazione di queste grandezze è di difficile valutazione e può essere ricercata attraverso vari metodi:

- **METODI EMPIRICI:** tecniche basate sull'elaborazione statistica di dati rilevati. In particolare la valutazione del danno atteso per una tipologia di edifici si basa sull'osservazione del danno subito durante eventi sismici passati, e si fonda sull'identificazione per l'edificio di un numero di indicatori di vulnerabilità consistenti in elementi tipologici, morfologici, dimensionali e materiali. La misura dell'azione e del danno è legata alle scale di intensità macrosismica, che, come ben noto, individuano una graduazione di livelli crescenti di intensità, ciascuno dei quali definito mediante la descrizione dei danni conseguenti osservabili.
- **METODI ANALITICI:** tecniche basate sul calcolo della risposta sismica mediante l'analisi strutturale. In particolare le relazioni tra intensità sismica e danno atteso sono fornite da un modello con significato fisico diretto, e le previsioni del danno sono formulate in base a calcoli analitici della risposta sismica dell'edificio e dello stato deformativo e tensionale che le corrisponde

I primi sono alla base di metodologie per una valutazione speditiva della vulnerabilità destinata a fornire indicazioni di massima sulla struttura in oggetto, che possono portare, se ritenuto necessario, a successive analisi più approfondite.

I secondi invece si pongono l'obiettivo di rilevare quantitativamente la vulnerabilità dell'edificio, e misurarne le prestazioni a fronte di un evento sismico fino alla determinazione di un indicatore sintetico chiamato "Indice di Rischio" (I_R).

La normativa italiana a partire dall'OPMC 3274 del 2003 fornisce gli strumenti per la valutazione quantitativa della sicurezza degli edifici esistenti, in particolare si ricerca il rapporto tra la capacità della struttura esistente e la domanda ad essa imposta nei confronti del raggiungimento dei vari stati limite della struttura stessa.

Per far questo è necessario ricorrere ai metodi dell'analisi strutturale, avvalendosi anche di modelli agli elementi finiti che rappresentino in modo adeguato la realtà dell'edificio. La conoscenza dell'opera oggetto della verifica è pertanto la base dell'analisi e deve essere ricercata attraverso rilievi, ricerche documentali e indagini sui materiali.

3.2 Il "Livello di conoscenza"

Nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti la conoscenza dell'opera è il fattore fondamentale. La valutazione è affetta da un grado di incertezza diverso, ma non necessariamente maggiore, di quello proprio della progettazione di un nuovo edificio. Le caratteristiche meccaniche dei materiali, la geometria, i dettagli costruttivi ed i carichi permanenti non sono dati di input da assumere a base di progetto e da conseguire poi nella fase realizzativa, ma sono invece definiti e la loro conoscenza dipende unicamente dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive. Al tempo stesso una costruzione esistente riflette lo stato delle conoscenze dell'epoca della sua edificazione e potrebbe pertanto essere affetta da difetti d'impostazione e realizzazione non evidenti, e potrebbe avere patito azioni, anche di natura eccezionale, che le hanno procurato conseguenze rimaste celate e non completamente manifeste.

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente, e l'eventuale successiva scelta del più idoneo intervento di miglioramento o di adeguamento, deve quindi inevitabilmente scaturire da un'adeguata conoscenza della costruzione, che può essere conseguita con vari livelli di approfondimento e non può prescindere dall'atteggiamento "critico", dalla sensibilità e dall'esperienza del progettista

Pur riscontrandosi negli edifici esistenti le più diverse e variegata situazioni si possono individuare alcuni passaggi fondamentali nel processo di acquisizione della conoscenza ovvero:

- l'analisi storico critica della costruzione che comprende il reperimento della documentazione esistente, dei progetti e di tutte le fonti d'informazione documentale
- il rilievo geometrico e strutturale e quello dei dettagli costruttivi
- la caratterizzazione meccanica dei materiali

Naturalmente tanto più approfondita risulta la conoscenza di questi aspetti dell'edificio e tanto più le informazioni ottenute dai modelli di calcolo saranno affidabili, attendibili e aderenti alla realtà.

Il livello di conoscenza che è possibile conseguire condiziona infatti la metodologia di analisi numerica che è possibile eseguire. Indubbiamente informazioni carenti sia riguardo i dettagli costruttivi che relativamente alle caratteristiche meccaniche dei materiali consentono l'impiego solo di modelli di calcolo più semplici. Per ricorrere invece a modelli di calcolo e tecniche di analisi più raffinate (come quelle non lineari) sono invece necessarie conoscenze approfondite sui materiali e sui dettagli strutturali, in mancanza delle quali i risultati che se ne traggono sono privi di qualsiasi significatività.

3.2.1 Le indicazioni normative

La normativa vigente, il *D.M. 14 Gennaio 2008*, e la relativa circolare esplicativa, *n°617 del 2 Febbraio 2009*, introducono il concetto di "Livello di Conoscenza" distinguendone tre gradi di approfondimento:

- LC1 : Conoscenza Limitata
- LC2 : Conoscenza Adeguata
- LC3 : Conoscenza Accurata

definiti sulla base della effettiva conoscenza delle seguenti caratteristiche dell'edificio :

- geometria degli elementi strutturali
- dettagli strutturali, ossia la quantità e la disposizione delle armature compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti
- caratteristiche meccaniche dei materiali

Ai tre diversi livelli di conoscenza sono associati dei coefficienti parziali di sicurezza, chiamati “Fattori di Confidenza”, per tenere conto delle carenze insite nella conoscenza dei parametri del modello. Questi hanno quindi lo scopo di riassumere e condensare in unico numero il grado di attendibilità, le incertezze e l’estensione delle indagini effettuate e sono utilizzati per dividere le resistenze medie dei materiali ottenendo così i valori di tali grandezze da adottare in sede di calcolo. Naturalmente a livelli di conoscenza più alti corrisponderanno penalizzazioni minori delle prestazioni dei materiali e viceversa.

In particolare per le costruzioni in cemento armato la definizione dei livelli di conoscenza (LC) e dei conseguenti fattori di confidenza (FC) è riportata nell’appendice al capitolo 8 della *Circolare esplicativa n°617 del 2 Febbraio 2009* ed è riassunta dalla tabella seguente

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 3.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato

Entrando poi nel dettaglio si riportano le seguenti definizioni, riprese dal medesimo paragrafo dell’appendice alla circolare:

- *LC1: Conoscenza limitata*
- *Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest’ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l’effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un’analisi lineare.

- *Dettagli costruttivi*: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.
- *Proprietà dei materiali*: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

- *LC2: Conoscenza adeguata*

- *Geometria*: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.
- *Dettagli costruttivi*: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.
- *Proprietà dei materiali*: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

- *LC3: Conoscenza accurata*

- *Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.
- *Dettagli costruttivi:* i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.
- *Proprietà dei materiali:* informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Viene poi specificato il significato di alcuni termini utilizzati nelle definizioni precedenti, in particolare per quanto riguarda:

1. Geometria (carpenterie)

Disegni originali di carpenteria: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

Disegni costruttivi o esecutivi: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

Rilievo visivo: serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo descritto al punto seguente.

Rilievo completo: serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

2. Dettagli costruttivi

Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. E' eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

Le verifiche in-situ sono effettuate su un'opportuna percentuale degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...), come indicato nella Tabella 3.2 del presente testo, privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, quali generalmente i pilastri.

3. Proprietà dei materiali

Calcestruzzo: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova di entità conforme a quanto richiesto per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.

Metodi di prova non distruttivi: Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli sopra descritti, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive. Nel caso del calcestruzzo, è importante adottare metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza.

Prove in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

Prove in-situ estese: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Prove in-situ esaustive : servono per ottenere informazioni in mancanza dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata

I rilievi dei dettagli costruttivi e le prove opportune nei diversi casi sono quindi riassunte nella seguente tabella

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 3.2 - Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

Questa impostazione non è esente da critiche, infatti la normativa, come abbiamo visto, non differenzia i valori di FC in funzione del metodo di analisi, assumendo pertanto che l'incertezza epistemica abbia lo stesso effetto in tutti i metodi di analisi, e non diversifica i valori dei FC neppure in funzione della tipologia strutturale, delle dimensioni, delle caratteristiche di regolarità e delle altre proprietà geometriche. Inoltre anche nel caso del più alto livello di conoscenza LC3, non possiamo affermare di aver conseguito una conoscenza completa dell'edificio tale da assumere un $FC = 1$, ad esempio non è generalmente possibile verificare le dimensioni geometriche di tutte le sezioni di tutti gli elementi e lo stesso per quanto riguarda i dettagli costruttivi. L'assunzione di un fattore di confidenza pari a 1 in questo caso appare quindi non cautelativo.

Il livello di conoscenza, come abbiamo visto, ingloba informazioni disomogenee associate ad incertezze di diversa natura, per questo alcuni Autori hanno proposto di scindere il Fattore di Confidenza in più contributi.

3.3 La modellazione

Gli strumenti di calcolo oggi disponibili non sono neppure confrontabili con quelli di cui poteva usufruire un progettista strutturale fino a pochi anni fa. A partire dagli anni '80 infatti, l'avvento e il diffondersi del *personal computing* ha comportato una progressiva diffusione del Metodo degli Elementi Finiti e di pari passo un'evoluzione delle normative, che oggi richiedono calcoli sempre più sofisticati e sempre meno affrontabili a mano.

I software strutturali attuali sono così dotati di ricche librerie agli elementi finiti, e consentono sia analisi statiche che dinamiche, lineari e non lineari, con la possibilità di valutare le non linearità di tipo meccanico ma anche quelle geometriche. Il notevole progresso in questo campo pur portando a modellazioni sempre più raffinate rischia di far perdere il governo di tali operazioni spesso cruciali per le conseguenze che hanno sulla rappresentatività e ragionevolezza dei risultati. Occorre pertanto prestare sempre molta attenzione nella schematizzazione e nella modellazione della struttura reale cercando di non limitarsi ad una ricezione passiva dei dati ottenuti mediante programmi di calcolo sempre più sofisticati ma mantenendo un giudizio critico e un controllo attraverso semplici modelli di calcolo manuale.

Le particolarità delle strutture fanno comunque sì che sia difficile eseguire una modellazione fedele e quindi ci si deve accontentare di modellazioni che giungano ad interpretare il comportamento della struttura senza la pretesa di essere la riproduzione fedele.

Passando ad una breve descrizione delle operazioni da effettuare, si inizia con la prima che consiste nello schematizzare la struttura reale, impossibile da studiare nella sua effettiva complessità, per trasformarla in un oggetto al quale siano applicabili i modelli matematici. Questa semplificazione si articola pertanto su tre distinti piani:

- *schematizzazione strutturale* (ad esempio si riconduce lo studio della struttura ad uno schema di telai piani o tridimensionali)
- *schematizzazione meccanica* (definizione dei materiali , delle azioni e delle rigidzze)
- *schematizzazione geometrica* (localizzazione dei vincoli e superamento di eventuali anomalie di schema)

Una volta schematizzata la struttura occorre individuare il modello algebrico da analizzare che meglio la rappresenta. Analogamente a quanto visto in precedenza per la schematizzazione si possono distinguere più livelli:

- *modellazione strutturale* che consiste nell'assegnare ai vari elementi dello schema adottato l'appropriata tipologia strutturale con il relativo modello di calcolo. In particolare si tratta di scegliere per prima cosa la formulazione della teoria dell'elasticità che meglio approssima il problema (*teoria tecnica della trave, stato piano di sforzo, stato piano di deformazione, assialsimmetria teoria della piastra sottile, teoria della piastra spessa*) e di conseguenza il tipo di elemento finito (*truss, beam, plate, shell, brick...*). Una volta scelta la formulazione ed il tipo di elemento occorre poi dividere la struttura in parti, ovvero adottare una *mesh* opportuna.
- *modellazione meccanica* (definizione dei materiali , delle azioni e delle rigidzze) . Si tratta per quanto riguarda i materiale di scegliere l'opportuno legame costitutivo (lineare o non lineare, elastico o elasto-plastico..) e per le azioni di stabilire l'entità e la loro distribuzione sui singoli elementi del modello. La modellazione della rigidzza risulta molto importante in merito alla significatività dei risultati delle analisi, in particolar modo le modali, che hanno come presupposto fondamentale la corretta valutazione delle frequenze di vibrazione della struttura che, come noto , dipendono proprio dalle caratteristiche di rigidzza. Questa è strettamente correlata alla modellazione strutturale , è infatti funzione delle caratteristiche geometriche dell'elemento e delle proprietà meccaniche del materiale. È inoltre influenzata, per le strutture in c.a., dagli effetti della fessurazione delle sezioni, che a sua volta dipendono dalle caratteristiche delle armature e dalle sollecitazioni sull'elemento. Per tenere

conto di questo aspetto, occorrerebbe pertanto in analisi lineari operare in maniera iterativa, aggiornando le caratteristiche di rigidità degli elementi del modello ad ogni passo. La Normativa Italiana e l'Eurocodice suggeriscono pertanto di assumere nelle analisi lineari per tenere conto della fessurazione, in assenza di specifici studi, un valore della rigidità decurtato del 50% .

- *modellazione geometrica* che riguarda l'approssimazione della reale geometria della struttura con quella derivante dagli elementi finiti utilizzati

3.4 I metodi di analisi

Una volta evidenziate, nel paragrafo precedente, le problematiche connesse alle operazioni di schematizzazione e modellazione si passa a descrivere i vari metodi di analisi, approfondendone gli aspetti teorici generali, e cercando di chiarire gli ambiti entro i quali sono in grado di fornire risultati attendibili.

Operando una classificazione sintetica, è possibile individuare quattro distinti metodi di analisi, così come sono elencati anche al § C.8.7.2.4 della *Circolare esplicativa n°617 del 2 Febbraio 2009* in ordine crescente di complessità:

- *Analisi statica lineare*
- *Analisi dinamica lineare*
- *Analisi statica non lineare*
- *Analisi dinamica non lineare*

Naturalmente, come vedremo nei prossimi paragrafi, non tutte le analisi sono adottabili indistintamente in qualsiasi situazione, la scelta del metodo di analisi dipende infatti, da un lato dalle caratteristiche della struttura (ad esempio la regolarità) che definiscono i limiti di validità di un'analisi e dall'altro dall'obiettivo che si intende raggiungere commisurato anche all'impegno richiesto.

1.4.1 L'analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nell'applicare forze statiche orizzontali, distribuite sull'altezza dell'edificio, che hanno l'obiettivo di rappresentare le massime forze d'inerzia che intervengono durante il sisma. I conseguenti effetti sulla struttura, sia in termini di sollecitazioni che di deformazioni, sono determinati con un modello elastico-lineare.

Questo metodo di analisi è molto semplificato, perché ipotizza che la massa partecipante sia associata al modo di vibrare principale, e calcola gli effetti dell'azione sismica per questo solo modo di vibrare considerato. È quindi evidente che questa tipologia di analisi può fornire risultati soddisfacenti solo se la risposta della struttura in esame è effettivamente governata dal primo modo di vibrare, condizione che si verifica in strutture con caratteristiche di regolarità.

Questo metodo è quindi applicabile, ai sensi delle NTC 2008 §7.3.3.2, se sono verificate entrambe le seguenti condizioni:

- la costruzione è regolare in altezza, secondo la definizione fornita al § 7.2.2 delle NTC2008
- il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non supera $2,5 \cdot T_C$ o T_D che rappresentano, rispettivamente, il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante (T_C) e quello corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (T_D)

Mentre la prima affermazione risulta discutibile per alcuni autori (Gheresi et al.), la seconda limitazione è giustificata dal fatto che all'aumentare del periodo fondamentale, il primo modo di vibrare cessa di essere predominante nei confronti dei modi superiori che diventano non più trascurabili. Sembra però mancare una condizione sulla regolarità in pianta della struttura, in mancanza della quale i risultati dell'analisi statica non apparirebbero del tutto affidabili.

In accordo all'ipotesi base del metodo, la distribuzione delle forze segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato e la loro entità è ottenuta dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 , $S_d(T_1)$.

A ciascuna massa della costruzione si applica quindi una forza F_i determinata con la seguente espressione

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j}$$

dove

F_h è la risultante dell'azione sismica, calcolata mediante l'espressione

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j

z_i e z_j indicano le quote rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al §3.2.3.5

W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1 negli altri casi. Si osserva come il coefficiente λ rappresenti l'aliquota di massa partecipante al modo fondamentale di vibrazione

g è l'accelerazione di gravità

Per quanto riguarda la stima del periodo di vibrazione della struttura T_1 , che è funzione delle masse e delle rigidezze in gioco e quindi della tipologia e della morfologia della struttura, si trovano in letteratura e nelle normative estere numerose formule, le NTC2008 ne consentono una valutazione approssimata per mezzo dell'espressione

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

dove H è l'altezza in metri della costruzione dal piano di fondazione e C_1 vale 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato.

1.4.2 L'analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare si articola in tre passi:

- determinazione dei modi di vibrare della struttura, con individuazione delle relative forme e delle frequenze, attraverso l'analisi modale
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentate dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare

Il numero di modi da considerare nell'analisi è funzione della massa partecipante, ovvero si devono considerare tutti i modi con massa partecipante significativa. Le NTC2008 al §7.3.3.1 impongono di considerare quindi tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Se le strutture sono regolari e simmetriche, è solitamente sufficiente considerare i primi modi di vibrare, perché questi sono caratterizzati da massa partecipante elevata, diversamente nel caso di strutture irregolari nelle quali non vi sono modi di vibrare nettamente prevalenti sugli altri, i modi superiori acquistano importanza.

Per la combinazione poi degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC), quale quella indicata nell'espressione seguente

$$E = \left(\sum_j \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{\frac{1}{2}}$$

dove

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

questa funzione è simmetrica e restituisce un valore scalare compreso tra 0 e 1. Tanto più i modi sono separati e tanto più i coefficienti ρ_{ij} tendono ad 1.

con

ξ_i e ξ_j smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j , di solito pari per entrambi a 0,05

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

Se poi il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS)

$$E = \left(\sum_i E_i \right)^{\frac{1}{2}}$$

3.4.3 Le analisi con fattore di struttura

Le analisi lineari descritte nei due paragrafi precedenti possono essere condotte sia utilizzando gli spettri di risposta elastici, sia riducendo le ordinate di tali spettri, attraverso l'uso del fattore di struttura q , e ottenendo così gli spettri di risposta di progetto.

Il fattore di struttura è quindi un unico parametro che riassume in sé la capacità di dissipare energia della struttura. La determinazione di tale parametro non è questione banale e facilmente risolvibile, costituisce infatti uno degli aspetti più controversi e dibattuti degli odierni codici antisismici.

La normativa italiana adotta per gli edifici di nuova costruzione valutazioni semplificate di tale fattore, in funzione della tipologia strutturale, ma non fornisce indicazioni nel caso di edifici esistenti se non la limitazione, per edifici in cemento armato, di utilizzare valori scelti nel campo fra 1,5 e 3 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

È utile quindi soffermarci su questo aspetto, mettendo in luce quali siano le grandezze che maggiormente influenzano tale parametro.

La formulazione, di seguito riportata, proposta dal gruppo di ricerca dell'Università di Berkeley negli anni '80, ben definisce i vari contributi che intervengono nella definizione del fattore di riduzione R o di struttura q che dir si voglia

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_\xi$$

Si individuano in questo modo tre fattori:

- il fattore di sovra resistenza, R_s , che tiene conto delle riserve di resistenza della struttura e quantifica proprio il fatto che le strutture generalmente possiedono, se ben progettate, una resistenza effettiva superiore a quella di progetto. Si possono distinguere in R_s due distinte aliquote:

$$R_s = R_\Omega + R_R$$

R_Q esprime l'apporto della vera e propria sovra resistenza della struttura, dovuta ad esempio all'adozione di modelli di calcolo conservativi nei quali non si considera la compartecipazione degli elementi non strutturali alla resistenza statica dell'edificio

R_R è il cosiddetto fattore di ridondanza che risulta essere strettamente legato al grado di iperstaticità di una struttura, seppure non siano coincidenti, ed alla sua capacità di ridistribuire le azioni interne in vari elementi

- il fattore legato alla duttilità strutturale, R_μ , che quantifica la capacità della struttura di sopportare deformazioni oltre il limite elastico senza soffrire apprezzabili diminuzioni di resistenza. Questo fattore, dalle ricerche ad oggi disponibili, è sostanzialmente influenzato da tre grandezze: la duttilità della struttura, il suo periodo fondamentale di vibrazione e le condizioni del suolo nel sito d'interesse.
- il fattore legato agli effetti degli smorzamenti, R_ξ , generalmente contenuti, tanto che solitamente è lecito considerarlo pari a 1

Come accennato in precedenza la normativa italiana non fornisce indicazioni dettagliate sulla scelta del fattore di struttura, se non la limitazione nell'intervallo tra 1,5 e 3. Questa libertà potrebbe portare ad orientarsi verso i valori maggiori, per conseguire un abbattimento delle azioni sismiche, tuttavia è bene che questa assunzione sia frutto di una piena consapevolezza e conoscenza dei parametri e delle grandezze che influenzano il valore dei fattori di riduzione. Se così non fosse, la modellazione potrebbe risultare non rappresentativa della realtà e per di più in modo non conservativo.

3.4.4 *L'analisi statica non lineare*

Il limite maggiore delle analisi lineari, sia statiche che dinamiche, risulta essere l'impossibilità di fornire informazioni sul comportamento post-elastico delle strutture, se non in modo indiretto e approssimato attraverso il fattore di struttura. I metodi non lineari invece consentono l'esame diretto del danneggiamento strutturale e l'evoluzione di questo attraverso il coinvolgimento dei vari elementi che compongono la struttura.

L'analisi dinamica non lineare, descritta nel prossimo paragrafo, è il modo teoricamente più accurato per condurre analisi di questo tipo, ma presenta rilevanti difficoltà computazionali, oltre che la necessità di operare con dati di input complessi e di difficile definizione, come ad esempio i legami costitutivi che descrivono il comportamento ciclico isteretico dei materiali. Per questo

motivo si ricorre, quando possibile, all'analisi statica non lineare, che se da un lato non presenta alcune delle criticità e degli oneri computazionali dell'analisi dinamica non risulta altrettanto rigorosa.

In particolare la normativa italiana propone l'analisi pushover, o analisi di spinta come metodologia di analisi statica non lineare. Questa analisi consiste nell'applicare alla struttura le masse sismiche (pesi propri e permanenti portati, ed un opportuna aliquota dei sovraccarichi di esercizio), che sono mantenute costanti, ed un profilo di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, incrementato passo per passo attraverso un coefficiente moltiplicativo in modo da "spingere" la struttura fino al collasso o fino ad un determinato parametro di controllo della deformazione non raggiunge un prefissato valore limite.

Si tratta quindi da un punto di vista matematico, di una tecnica di analisi che prevede la soluzione iterativa che prevede ad ogni incremento dei carichi un aggiornamento della matrice di rigidità proseguendo così fino al collasso o al raggiungimento di uno spostamento limite prestabilito.

In questa tecnica risulta pertanto insidioso il problema della convergenza che deve essere governato con attenzione. Può infatti capitare che un'analisi pushover si arresti per problemi di mancata convergenza, e quindi per cause di natura squisitamente numerica, si corre così il rischio di interpretare erroneamente tale risultato come un raggiungimento delle reali prestazioni limite della struttura.

Il prodotto tipico di un'analisi pushover è un legame scalare forza-spostamento, chiamato curva di capacità della struttura. Questa mette in relazione la risultante del profilo dei carichi orizzontali, ovvero il taglio alla base della struttura F_b , con lo spostamento d_c di un punto particolare della struttura, detto "nodo di controllo" e tipicamente scelto al piano più alto "significativo" del modello strutturale.

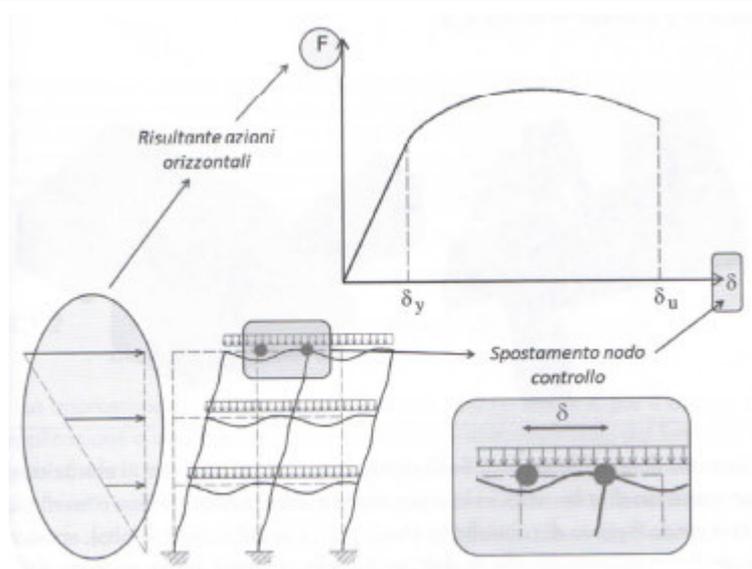


Figura 3.1 – Rappresentazione schematica curva di capacità

Si tratta pertanto di una curva che sintetizza la risposta dell'intera struttura con due soli parametri, uno di forza e uno di spostamento, e che consente di ricondurre il comportamento del generico sistema reale a più gradi di libertà (MDOF) e la ricerca del suo spostamento massimo, a quello di un semplice sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente.

Le approssimazioni delle analisi pushover, che ne limitano poi il campo di applicazione a casistiche ben precise, derivano sostanzialmente dal fatto che si tratta di analisi statiche che non possono per la loro stessa natura descrivere compiutamente ogni aspetto di un fenomeno che è invece eminentemente dinamico, come lo scuotimento di una struttura per effetto dell'azione sismica.

Inoltre è opportuno sottolineare il fatto che questo tipo di analisi non si fonda su basi teoriche rigorose ed è pertanto affetto da approssimazioni che risultano accettabili solo in ambiti ben precisi.

L'analisi pushover è quindi uno strumento utile in molti casi ma certamente non utilizzabile in ogni contesto. Tutte le procedure di pushover "convenzionali" si fondano su due presupposti: che la risposta della struttura sia sostanzialmente governata dal primo modo di vibrare, e che la forma di questo modo resti immutata durante la storia temporale di tale risposta. Inoltre sono state sviluppate su modelli 2D, e l'estensione del loro impiego a modelli strutturali 3D non è automatica.

Il campo ottimale di impiego delle analisi pushover è dunque quello di strutture bidimensionali nelle quali il primo modo di vibrare è predominante e l'effetto dei modi superiori è del tutto trascurabile.

Tuttavia, mentre estendendo questo tipo di analisi a strutture tridimensionali il cui comportamento dinamico sia ancora governato dal primo modo di vibrare si ottengono risultati soddisfacenti,

l'applicazione delle analisi pushover a strutture nelle quali il ruolo dei modi superiori è rilevante può condurre a risultati grossolani. All'aumentare infatti dell'altezza dell'edificio e della sua irregolarità, decresce l'affidabilità delle analisi pushover nelle valutazioni dello spostamento relativo d'interpiano soprattutto ai piani più alti dell'edificio, e della rotazione delle cerniere plastiche, ed inoltre anche la curva di capacità non fornisce più una stima attendibile dell'energia dissipata dalla struttura soggetta a sisma.

L'analisi pushover, assumendo poi che il danneggiamento della struttura sia funzione della sola deformazione laterale, trascura altri importanti aspetti quali la durata del sisma e la quantità di energia dissipata. Non tiene poi conto della componente verticale dell'azione sismica e assumendo invariante la forma del profilo di carico trascura la modifica delle rigidità (e quindi delle proprietà dinamiche), che intervengono al progredire del danno nell'organismo strutturale.

A partire dalle osservazioni sopra esposte si conclude infine che un modello non lineare può costituire un valido strumento per valutare le prestazioni statiche di strutture esistenti e fare emergere una serie di informazioni non ottenibili con le analisi lineari, ma deve essere accompagnato dal giudizio ingegneristico, e dalla consapevolezza che si tratta di un strumento, appunto, e non del fine, perché il numero di parametri coinvolti, e le approssimazioni insite nel metodo stesso, rendono impossibile una quantificazione "esatta" della risposta strutturale.

3.4.5 L'analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è lo strumento di calcolo teoricamente più avanzato e completo oggi disponibile, perché consente di conoscere l'evoluzione temporale dei diversi parametri che caratterizzano la risposta sismica della struttura (componenti di spostamento, deformazioni elastiche ed inelastiche, tensioni e sollecitazioni) tenendo conto della natura intrinsecamente dinamica del fenomeno.

Questa analisi consiste nell'integrazione al passo delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale non lineare della struttura ed un opportuno set di accelerogrammi. Ed ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Queste considerazioni sembrerebbero identificare con certezza l'analisi dinamica non lineare come l'approccio ideale per valutare le strutture soggette a sisma. In realtà, oltre alle qualità sopra

descritte, questo tipo di analisi è caratterizzato da chiari limiti, che ne pregiudicano un impiego diffuso nella pratica professionale.

Infatti oltre all'evidente complessità computazionale, che può essere superata grazie alle potenzialità degli odierni calcolatori, l'interpretazione dei risultati risulta di difficile lettura ed onerosa, sia per la mole di dati sia per la loro complessità concettuale.

È fondamentale in questo tipo di analisi la definizione dei dati di input, in funzione della quale sono poi fortemente condizionati gli esiti dell'analisi. L'analisi dinamica non lineare è sì teoricamente accurata, ma i suoi risultati perdono qualunque significatività se sono conseguenti ad un modello grossolano, per errori nei dati di input, imprecisioni nei dati geometrici e meccanici, insufficienza di informazioni.

Come osservato al paragrafo precedente le analisi non lineari sono poi notoriamente sensibili ai problemi di convergenza, ed è stato dimostrato che l'algoritmo prescelto per la risoluzione delle equazioni del moto influenza fortemente i risultati delle analisi dinamiche non lineari.

Per ovviare ad eventuali errori grossolani è opportuno, e prescritto dalle NTC2008, confrontare l'analisi dinamica non lineare con l'analisi modale con spettro di risposta, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Altro aspetto cruciale è la definizione dell'input sismico, il concetto è che gli accelerogrammi da utilizzare devono essere rappresentativi degli eventi sismici attesi nel sito d'interesse. Si possono quindi distinguere tre diverse tipologie di accelerogrammi il cui utilizzo è consentito dalle NTC2008 §3.2.3.6:

- *Accelerogrammi naturali* (detti anche registrati) derivanti da registrazioni relative ad eventi sismici realmente avvenuti, disponibili in banche date digitali, sia nazionali che internazionali
- *Accelerogrammi artificiali* generati con tecniche di sintesi e tipicamente derivanti da registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da risultare spettro compatibili (devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta fornito dalla Norma per il sito in esame)
- *Accelerogrammi sintetici* (o simulati) ottenuti mediante una simulazione del fenomeno di rottura delle faglie

Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica, mentre l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, fra loro ortogonali, ed una verticale)

costituisce un gruppo di accelerogrammi. Il numero di accelerogrammi da utilizzare è correlato alla stabilizzazione della media dei risultati delle analisi dinamiche. Le NTC 2008 stabiliscono che l'utilizzo di almeno sette gruppi di accelerogrammi sia sufficiente per ritenere che la risposta sismica possa essere adeguatamente rappresentata dai valori medi delle grandezze ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari svolte utilizzando le singole registrazioni accelerometriche. Se invece sono utilizzati meno di sette gruppi, allora gli effetti sulla struttura sono descritti dai valori più sfavorevoli ottenuti con le singole analisi.

In definitiva, le difficoltà legate all'analisi dinamica non lineare sono, come visto, numerose: complessità della costruzione dei modelli e della gestione dei dati, dipendenza dei risultati dagli algoritmi di calcolo, carenza di informazioni sulla struttura da valutare, scarsa padronanza dell'utente in materia di tecniche di selezione o generazione degli accelerogrammi. Tutti aspetti che concorrono all'incertezza dei risultati finali e ne influenzano la significatività, pregiudicando un impiego diffuso di questa analisi.

3.5 I criteri di verifica

Dopo aver descritto al paragrafo precedente i quattro possibili metodi di analisi, di seguito riportati :

- *Analisi statica lineare*
- *Analisi dinamica lineare*
- *Analisi statica non lineare*
- *Analisi dinamica non lineare*

si concentra l'attenzione sull'applicabilità di tali metodi nella valutazione di vulnerabilità delle strutture esistenti in cemento armato e sulle conseguenti verifiche degli elementi strutturali da effettuare.

Ai fini delle verifiche di sicurezza occorre per prima cosa distinguere tra meccanismi di crisi fragili e meccanismi duttili; si possono definire duttili le crisi per flessione o pressoflessione di travi, pilastri e pareti, mentre risultano fragili le crisi a taglio di travi, pilastri, pareti e dei nodi trave-pilastro. Va inoltre presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile nel caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato.

Si distinguono poi gli “elementi primari” da quelli “secondari” che per la loro scarsa rigidezza e resistenza, non concorrono a sostenere le azioni sismiche, che sono quindi completamente affidate agli elementi primari.

3.5.1 Condizioni di applicabilità dei metodi di analisi e criteri di verifica

Si riportano dunque le condizioni di applicabilità dei vari metodi di analisi e le conseguenti verifiche di sicurezza da effettuare sulla base della distinzione tra elementi/meccanismi duttili e fragili.

Analisi statica lineare con spettro elastico

Nell’esame di strutture esistenti in c.a., l’analisi statica lineare con spettro di risposta elastico in accelerazione può essere effettuata se sono rispettate, oltre alle consuete condizioni di applicabilità valide per gli edifici di nuova progettazione (§7.3.3.2 delle NTC2008), anche le seguenti indicazioni aggiuntive :

- indicando con $\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall’analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in corrispondenza dello sforzo normale conseguente a combinazioni di carico con soli carichi gravitazionali) dell’ i -esimo elemento primario della struttura, e con ρ_{max} e ρ_{min} rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i ρ_i che assumono valore maggiore o uguale a 2 considerando tutti gli elementi primari della struttura, risulta

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2,5$$

- la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest’ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell’analisi se il ρ_i elementi/meccanismi fragili è minore di 1

Il motivo della prima condizione è il rispetto delle ipotesi poste alla base del metodo di analisi mentre la seconda condizione risulta necessaria per escludere che si inneschino meccanismi di crisi fragili.

Appurata la sussistenza delle condizioni di applicabilità, ed eseguita l’analisi, si passa alla fase di verifica della sicurezza. Le modalità di verifica si diversificano distinguendo gli elementi/meccanismi duttili e quelli fragili.

Per quanto riguarda la verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni (*domanda*) con i rispettivi limiti di deformazione sopportabili dall’elemento strutturale (*capacità*).

La verifica degli elementi “fragili” viene invece eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze (*domanda*) con le rispettive resistenze (*capacità*). Le sollecitazioni di verifica sono ottenute da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili. In particolare si distinguono due casi:

- la domanda D_i rimane inferiore alla capacità C_i dell’elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali; si assumerà così il valore di sollecitazione derivante dall’analisi
- la domanda D_i risulta maggiore della capacità C_i dell’elemento duttile; si assumerà così come valore la capacità dell’elemento duttile valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Analisi statica lineare con fattore q

L’applicazione dell’analisi lineare statica con spettro di risposta ridotto non è subordinata ad alcuna condizione aggiuntiva oltre a quelle generali tipiche del metodo sopra descritte.

Le limitazioni fornite concernono invece la scelta del fattore di struttura q che, come riportato al par. 3.4 del presente lavoro, può assumere per le strutture esistenti in c.a. valori compresi tra 1,5 e 3 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all’azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

Una volta eseguita l’analisi, le verifiche di sicurezza si conducono, sia per gli elementi/meccanismi duttili che per quelli fragili, confrontando la domanda D_i calcolata in termini di forze con la corrispondente capacità C_i , anch’essa ovviamente definita in termini di forze.

La differenza tra elementi/meccanismi fragili e duttili, a differenza del caso precedente, si esplica non nel tipo di verifica, ma nel calcolo della domanda D_i . Nel caso di elementi duttili, i valori di sollecitazione sono quelli conseguenti all'analisi condotta con lo spettro ridotto del fattore q prescelto; nel caso di elementi fragili invece la domanda coincide con i valori di sollecitazione derivanti da una analisi condotta con fattore di struttura $q = 1,5$.

Per il calcolo della resistenza di entrambi i tipi di elementi, si impiegano poi le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano invece le proprietà nominali.

Analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico o con fattore q

Le analisi dinamiche lineari possono essere condotte sia impiegando lo spettro di risposta elastico ($q = 1$) sia uno spettro di risposta ridotto ($q > 1$). In entrambi i casi, relativamente alle condizioni di applicabilità, vale quanto riportato nei paragrafi precedenti per le corrispondenti analisi statiche.

Analisi statica non lineare

Rispetto alle usuali condizioni di applicabilità valide in generale per le analisi push-over riportate al §7.3.4.1 delle NTC2008 e sopra richiamate, non vengono introdotte ulteriori limitazioni nel caso di strutture esistenti in c.a. .

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

Le verifiche di sicurezza si eseguono nel caso di elementi/meccanismi duttili confrontando la domanda definita in termini di deformazioni con le corrispondenti capacità, nel caso invece di elementi/meccanismi fragili si eseguono confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono invece per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso infine di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
 - dall'analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu}
 - si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
 - se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato Stato limite è minore di d_{cu} , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
 - se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu}

Analisi dinamica non lineare

L'applicazione dell'analisi dinamica non lineare non è subordinata ad alcuna condizione aggiuntiva oltre a quelle generali tipiche del metodo sopra descritte e riportate al §7.4.3.2 delle NTC2008. Sono poi valide per quanto riguarda le verifiche le condizioni riportate al punto precedente per l'analisi statica non lineare.

Si riporta infine come sintesi delle condizioni di applicabilità dei vari metodi e delle conseguenti verifiche di sicurezza da effettuare la tabella C.8.4 della Circolare n°617 del 2 Febbraio 2009 contenente le istruzioni per l'applicazione delle NTC2008

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare		
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_f = D_f/C_f$)				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
	Verifiche (se il ML è accettato)					
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.			
	Verifiche (se il ML è accettato)					
	Fragile	Se $\rho_f \leq 1$, dall'analisi.			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
Se $\rho_f > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi moltiplicati per FC.						

Tabella 3.3 – Valori delle proprietà meccaniche dei materiali e criteri di analisi e verifica della sicurezza (Circolare n°617 del 2 Febbraio 2009)

3.6 La sintesi dei risultati

Una volta effettuate le analisi e condotte le verifiche di sicurezza secondo i metodi sopra descritti, occorre poter esprimere un giudizio in merito alla vulnerabilità della struttura in esame e decidere le conseguenti azioni da intraprendere: se la costruzione può ancora essere utilizzata svolgendovi l'attività consuete, se invece deve essere modificato l'utilizzo che viene fatto, o ancora se devono essere eseguiti interventi di miglioramento o adeguamento per aumentarne la capacità portante. È bene comunque sottolineare come ad una verifica tecnica dall'esito negativo non necessariamente consegue l'obbligo di intraprendere azioni d'intervento. La norma è infatti chiara su questo punto, la verifica tecnica è obbligatoria, nei casi esposti al precedente cap.2 e delineati dal OPCM 3274 del marzo 2003, mentre non lo è l'intervento nel caso di "inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variazione nel tempo ed incertezza nella loro determinazione" (§8.3 della Circolare n. 617 del 2009). Saranno quindi i proprietari od i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità.

È invece necessario ed improcrastinabile l'intervento nel caso non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Definito l'ambito in cui si sviluppano le verifiche e gli eventuali conseguenti interventi, possiamo attestare che la valutazione della sicurezza si concretizza, numericamente, in un indicatore sintetico, detto "Indice di Rischio" (I_R), che rappresenta il rapporto tra la capacità della struttura e la domanda ad essa imposta. Quest'ultima viene calcolata in base alla normativa attuale e coincide, in sostanza, con il livello di sicurezza richiesto ad una nuova edificazione.

L'Indice di Rischio è quindi un numero adimensionale positivo, con valori prossimi allo zero che contraddistinguono situazioni di costruzioni con capacità modesta, e valori uguali o superiori all'unità che rappresentano strutture sismicamente adeguate. Si osserva pertanto che a differenza di quanto si potrebbe ipotizzare l'Indice di Rischio risulta più basso per le situazioni con le criticità più forti, mentre risulta più alto per le costruzioni con maggior livello di sicurezza.

Il modo più spontaneo per rappresentare la domanda e la capacità è quello di legarle, rispettivamente, all'accelerazione di picco al suolo (PGA) corrispondente al terremoto che la struttura deve sopportare ($a_{g,D}$) e l'accelerazione rappresentativa del sisma che, invece, la struttura

riesce a sostenere ($a_{g,C}$) . Era infatti questa la base per la definizione originaria dell'Indice di Rischio sotto riportata

$$I_R = \left(\frac{a_{g,C}}{a_{g,D}} \right)$$

dove i valori di $a_{g,C}$ e $a_{g,D}$ devono essere calcolati in corrispondenza degli stati limiti per i quali la struttura è sottoposta alle verifiche.

Una volta superata con le NTC 2008 l'impostazione dell'OPCM n.3274 del 2003 per la definizione dell'imput sismico, non risultava più corretto definire l'indice di rischio come semplice rapporto tra le accelerazioni $a_{g,C}$ e $a_{g,D}$. Infatti, come descritto al cap.1, con le nuove norme tecniche gli spettri non sono più ottenibili gli uni dagli altri con una semplice scalatura in funzione di a_g , ma la loro forma è strettamente dipendente dal periodo di ritorno considerato. La definizione attuale di Indice di Rischio diventa così la seguente

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

dove $T_{R,C}$ è il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse. Mentre il rapporto tra accelerazioni forniva una percezione fisica immediata del margine di sicurezza posseduto dalla struttura, questa percezione risulta meno scontata operando con il rapporto tra periodi di ritorno, è stato pertanto introdotto l'esponente 0,41 proprio affinché questo secondo rapporto possa restituire valori numerici che non siano fuori scala rispetto a quelli derivanti dal rapporto tra accelerazioni.

Definito l'Indice di Rischio si tratta di capire come quantificarlo; se per analisi push-over la determinazione è immediata disponendo della curva di capacità della struttura, quando si effettuano analisi di tipo lineare, sia statiche che dinamiche, occorre procedere in modo iterativo, modificando di volta in volta il periodo di ritorno dello spettro di domanda $T_{R,D}$ e ripetendo le analisi e le verifiche, fino a trovare il più elevato periodo di ritorno sotto il quale la struttura soddisfa le verifiche di sicurezza.

È importante inoltre nel caso di analisi lineari valutare in modo critico l'Indice di Rischio, tipicamente stimato in corrispondenza della crisi del primo elemento. Così facendo infatti l'indicatore potrebbe in realtà essere rappresentativo della crisi di un unico elemento e non della struttura nel suo complesso. Risulta quindi necessario approfondire il ragionamento con ulteriori

considerazioni. Ad esempio, se la prima crisi attiva un meccanismo duttile che non mette a rischio la struttura nel suo complesso occorre proseguire l'esame oltre questa prima soglia e valutare l'indice di rischio in prossimità del raggiungimento di un numero di crisi che possono essere ritenute significative per l'intera struttura.

Una volta determinato l'Indice di Rischio resta da quantificare la "gravità" dello scenario da questo rappresentato. Pur non essendoci indicazioni normative al riguardo, un criterio ragionevole è quello di legare le condizioni di rischio riscontrate e quindi anche l'esecuzione degli interventi dei quali dovesse emergere la necessità, ad un tempo con esse compatibili, individuato dalla cosiddetta "*vita nominale restante*". Questo approccio adottato dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale e dalla Regione Emilia Romagna, si basa sul concetto che nell'ambito di una valutazione della sicurezza di natura probabilistica, la vita nominale non deve essere intesa come durata di una costruzione, ma solo come tempo per il quale ha valore la verifica stessa.

In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può anche ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. Constatando l'ovvia impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare, la definizione di cui sopra rappresenta, allo stato attuale, l'unico modo per poter effettuare una programmazione degli interventi nel tempo con un fondamento tecnico- scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali.

La vita nominale restante sopra definita si può quindi facilmente determinare invertendo la relazione seguente

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{V_N \cdot C_u}{\ln(1 - P_{VR})}$$

si tratta infatti di calcolare, a partire dal periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ (ottenuto con la verifica tecnica), la conseguente vita nominale della costruzione V_N mantenendo inalterato il grado di protezione della struttura (la probabilità P_{VR}) ed il coefficiente d'uso C_u

$$V_N = -\ln(1 - P_{VR}) \cdot \frac{T_{R,C}}{C_u}$$

Al di là delle considerazioni fatte in merito al concetto di vita nominale restante, ci sono situazioni che devono essere riguardate con preoccupazione e con particolare attenzione. Seppure infatti non si tratti di una gradazione codificata indici di rischio inferiori a 0,2 denotano carenze gravissime delle strutture ed è importante che a seguito di una verifica che mostri tali esiti conseguano valutazioni serie ed immediate sulle azioni da intraprendere.

Capitolo 4

L'ARENA GARIBALDI – STADIO ROMEO ANCONETANI : ANALISI STORICO CRITICA

L'Arena Garibaldi così come la conosciamo oggi è considerata dagli sportivi il simbolo e l'origine del calcio pisano, avvenuta con la nascita del Pisa Sporting Club nel 1909, in realtà la sua genesi è precedente e risale al 1807 con la costruzione di un'arena per le corse dei cavalli dotata fin dal 1815 di un palco per rappresentazioni teatrali.

La costruzione si è quindi evoluta nel tempo attraverso varie trasformazioni, demolizioni, ristrutturazioni e ampliamenti dovute alle mutate esigenze in termini di accoglienza e contenimento degli spettatori.

La conoscenza dell'opera in esame, prerogativa fondamentale per comprendere la concezione strutturale della stessa, è stata eseguita attraverso diversi livelli di approfondimento volti a definire il processo evolutivo del manufatto, con l'individuazione delle fasi costruttive salienti, delle geometrie degli elementi strutturali, dei materiali utilizzati e delle normative di riferimento relative ad ogni epoca di costruzione.

Le approfondite ricerche sul materiale documentario, finalizzate alla comprensione del processo evolutivo della struttura dell'opera, sono state condotte principalmente presso: l' Archivio del Comune di Pisa, l' Archivio di Stato di Pisa (ASP) , l' Archivio del Genio Civile di Pisa e l'Archivio del Laboratorio per le Esperienze dei Materiali da Costruzione della stessa Università di Pisa. Inoltre sono state contattate quasi tutte le imprese che sono intervenute nella costruzione dell'impianto.

I risultati della ricerca sono stati sintetizzati anche graficamente in modo da poter facilmente individuare le fasi costruttive dell'opera alla stato attuale.

4.1 Contesto storico ed urbanistico del sito

L'area in cui è stata edificata l'Arena Garibaldi si colloca nella zona nord della città, in corrispondenza dell'attuale Porta a Lucca, in prossimità delle mura cittadine, seppure all'esterno di esse.

In quest'area sorgeva sulle sponde del fiume Auser o Ozzeri, fin dall'Alto Medioevo, il quartiere di Santo Stefano come testimoniano le chiese di San Lazzaro e San Lorenzo oltr'Ozzeri . Nel XII secolo la decisione del console Cocco Griffi, di non inglobare tale area nella nuova cerchia muraria relegò l'Auser da fiume a fossato e favorì lo sviluppo dei quartieri della città in prossimità dell'Arno, che divenne il fiume principale della città.

Questa zona rimase quindi ai margini del nucleo urbano della città per molti secoli; si dovrà di fatto attendere la seconda metà del settecento per un ritorno d'interesse verso le aree *extra moenia* della città. Nella pratica architettonica infatti il passaggio dalla città barocca a quella moderna si esplicò in programmi urbanistici ed edilizi volti alla progressiva eliminazione dei confini fisici della città e alla riduzione o sostituzione delle tipologie costruttive tradizionali con quelle destinate alla pubblica utilità.

In questo contesto nel 1807 Sabatino Federighi, ricco possidente pisano, nonché proprietario e allevatore di cavalli, desideroso di sviluppare la propria passione per l'ippica, decise di acquistare un appezzamento di terreno nelle vicinanze della chiesa di Santo Stefano oltr'Ozzeri e ottenuto il permesso dalla Reggente d'Etruria Maria Luisa, commissionò la costruzione di un arena per le corse dei cavalli che, dal 1815, fu dotata di un palco per le rappresentazioni teatrali.

Nella sua configurazione originaria la futura Arena Garibaldi era però ancora poco più di un teatro "rozzamente composto con parti di muratura e assiti di legname grossolano". Per acquisire una completa dignità di teatro diurno bisogna aspettare l'intervento dell'architetto Alessandro Gherardesca. L'inaugurazione avvenne nell'estate del 1842.

La riconfigurazione dell'Arena consisteva nella realizzazione di un anfiteatro semicircolare a cui si accedeva percorrendo un viale alberato perpendicolare all'attuale via Bianchi, come si vede dalla pianta della città di Ranieri Grassi del 1851 (Figura 4.1)

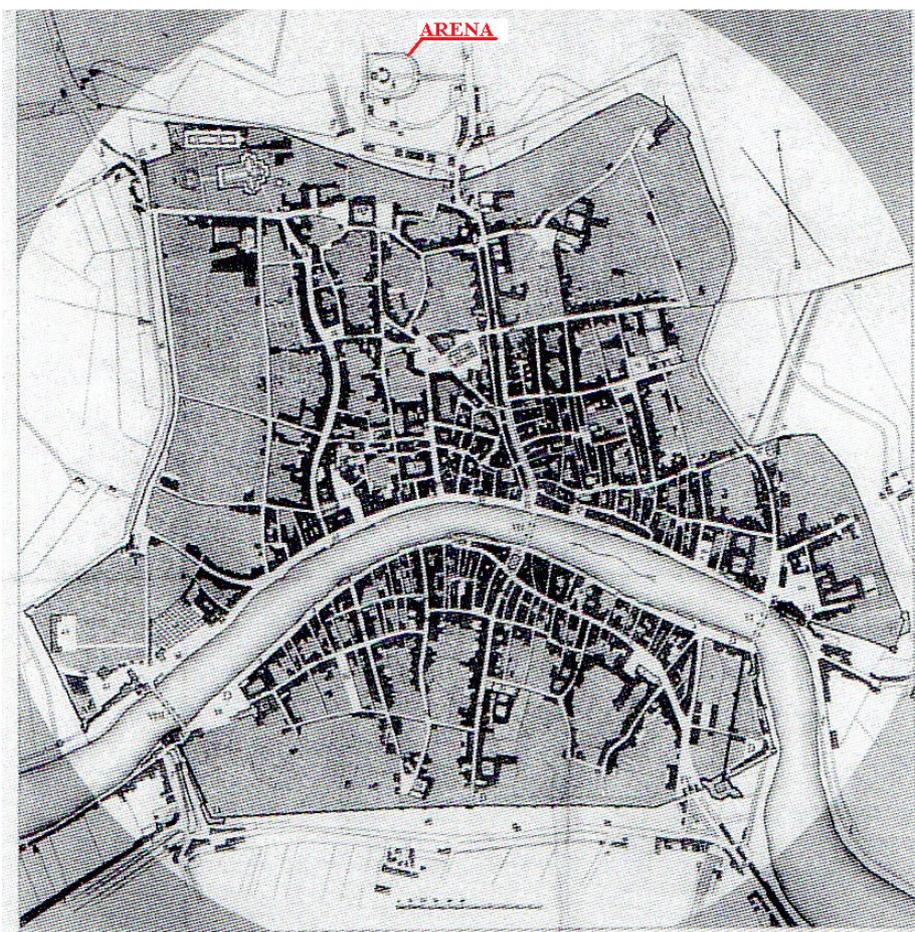


Figura 4.1 – Pianta della città di Ranieri Grassi 1851

Si può notare come l'ingresso attraverso un viale alberato perpendicolare a via Luigi Bianchi, sarà mantenuto anche negli anni successivi e sia presente tutt'ora per l'accesso al settore di gradinata dello stadio.

Il successivo restauro, commissionato all'architetto Fontani e completato nel 1864, aggiunse nuove architetture e nuovi posti per gli spettatori al teatro accordando “stabilità e sicurezza, con forme svelte ed eleganti, sebbene prive di ornamenti, e ciò era richiesto dal doversi tutto restare esposto all'ingiuria delle stagioni”.

In una società profondamente impregnata dello spirito risorgimentale, si introdusse una nuova denominazione all'Arena che resterà in uso fino ai tempi nostri. L'Arena venne infatti intitolata a Giuseppe Garibaldi, in memoria dell'eroe deceduto a Caprera nel 1882.

Tuttavia nel breve volgere di qualche decennio l'ottimismo risorgimentale, che portò alla nascita e allo sviluppo di numerosi teatri a Pisa (il Verdi, il Rossi, il Redini, il Politeama e, appunto, lo Sferisterio Garibaldi), dovette fare i conti con la crisi dei teatri che venivano progressivamente

sostituiti da locali più flessibili e pronti ad accogliere le novità in fatto di spettacolo offerte dal nuovo secolo, quali caffè, come il Gambrinus e cinematografi, come il Lumière.

L'attività melodrammatica dell'Arena proseguì quindi fino al 20 settembre 1895, data che segnò la fine di ogni rappresentazione e che portò alla definitiva chiusura dell'anno successivo.

4.2 L'Arena Garibaldi dal 1919 ad oggi

In seguito alla chiusura del 1896 l'Arena venne impiegata in modo saltuario per manifestazioni di vario tipo, dai concerti musicali al tiro al piccione, fino al gioco del pallone con il bracciale. Infine nel 1919, fu acquistata dai dirigenti del Pisa Sporting Club per la modica cifra di £24.000.

Il Pisa Sporting Club nato nel 1909 con una dimensione regionale, duellando con le squadre degli altri quartieri aveva ottenuto il diritto di rappresentare la città di Pisa nei campionati regionali e, dopo i primi passi mossi in campi di fortuna, necessitava di un nuovo campo sportivo in grado di contenere il numero crescente di spettatori domenicali.

L'Arena Garibaldi, seppure ormai in disuso, si prestava egregiamente a tale scopo, le dismesse strutture del teatro diurno ancora presenti vennero quindi trasformate in scricchiolanti tribune di legno e il campo fu livellato e sistemato alla meglio per l'inaugurazione ufficiale del 26 ottobre 1919.

Questi primi anni di storia della formazione pisana la videro protagonista di una grande crescita sportiva, fino a portarla a disputare la finale per lo scudetto italiano nel 1921.

Nonostante la continua crescita sportiva e il conseguente aumento del numero di spettatori le strutture rimanevano, alla fine degli anni Venti, le stesse, risultando insufficienti ed ancora precarie e traballanti.

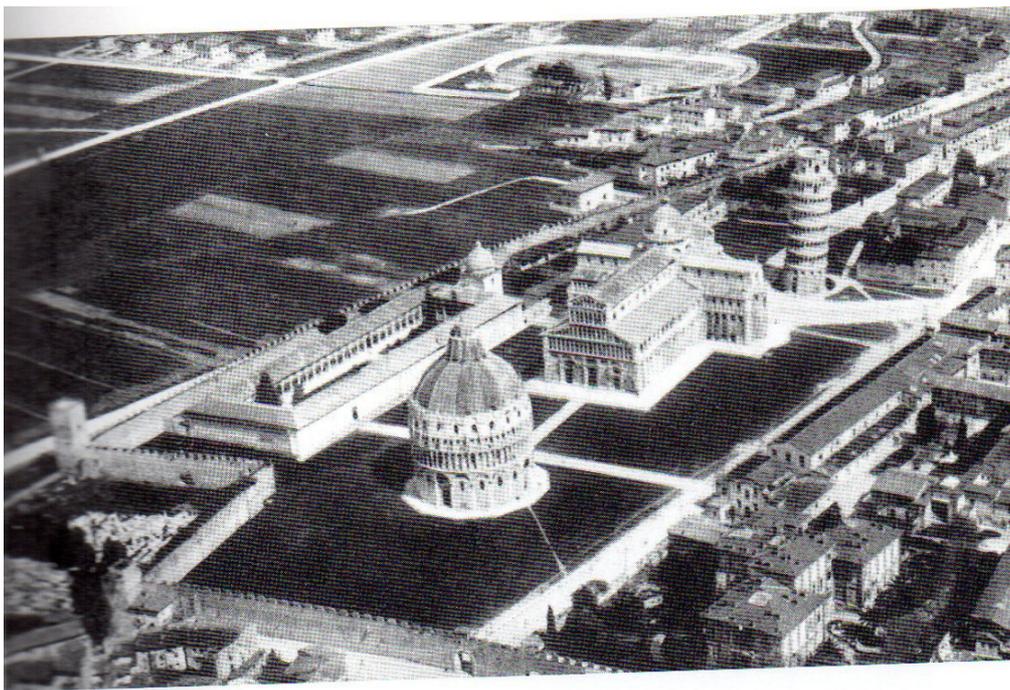


Figura 4.2 – Foto aerea del 1928 (si intravede sullo sfondo il primo campo di calcio)

Fu così che il Comune di Pisa, che nel frattempo aveva acquisito la proprietà del terreno, trasformò l’Arena in un moderno campo sportivo che poteva accogliere fino a 7000 spettatori e la ribattezzò, rispondendo alla retorica fascista, “Campo del Littorio”. Il nuovo stadio venne inaugurato ufficialmente l’8 Novembre 1931 alla presenza del Re Vittorio Emanuele III, in quel periodo assiduo frequentatore della tenuta di San Rossore.

4.2.1 Le strutture del Campo del Littorio 1931

I lavori di costruzione del nuovo campo sportivo furono eseguiti tra il 1929 e il 1931 su progetto dell'ingegnere ed architetto pisano Federigo Severini e compresero la realizzazione di due gradinate gemelle, di cui una coperta (Figura 4.4), della casa del custode, ancora oggi intatta, e dei due archi d'ingresso tuttora esistenti in via Luigi Bianchi (Figura 4.5)



Figura 4.3 – Il campo del littorio nel progetto di Severini

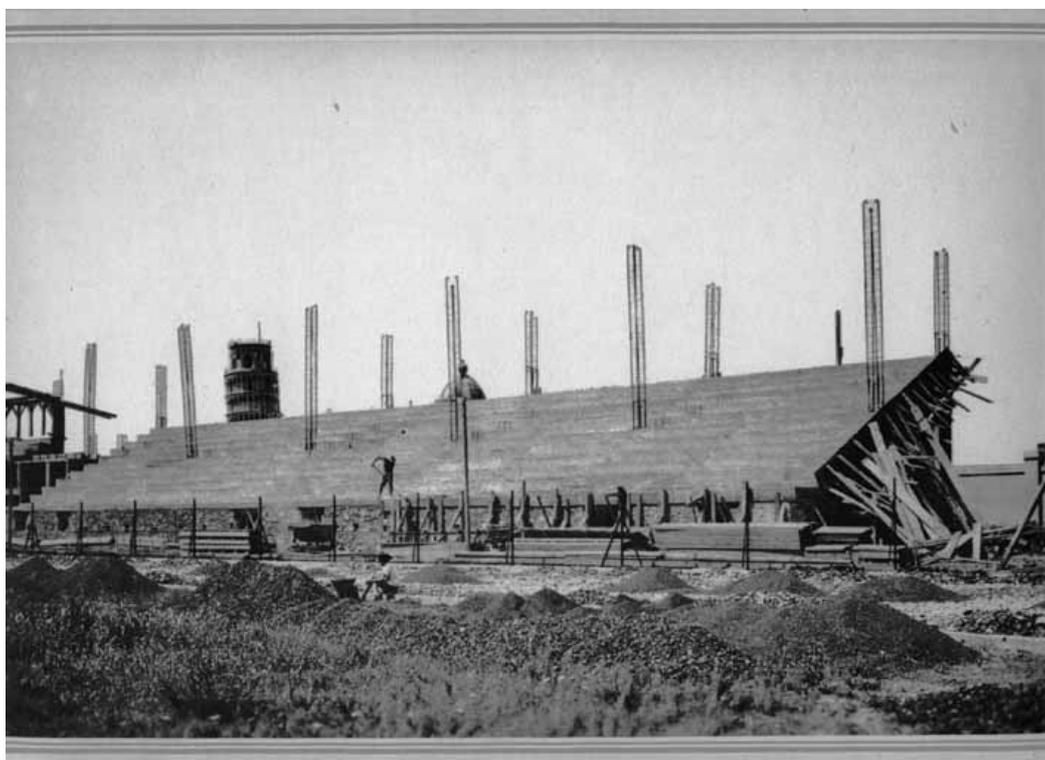


Figura 4.4 – Lavori di costruzione tribuna coperta 1929-1931



Figura 4.5 – Ingresso Lato Via Luigi Bianchi (1931-2014)

Il tutto venne realizzato in adesione al credo razionalistico dell'architettura dell'epoca con precisi criteri funzionalistici, posizionando sotto le tribune spogliatoi e uffici e attrezzando l'intera area per diverse attività sportive. L'intero complesso degli edifici del nuovo campo, caratterizzato da una

linea architettonica intonata a grande semplicità e priva di inutili decorazioni, risultò quindi all'avanguardia per l'epoca e uno dei migliori in Italia.

Le strutture rimasero pressoché intatte fino agli anni sessanta del secolo scorso, essendo state risparmiate anche dai bombardamenti aerei del 1943. Nel 1945, durante la seconda guerra mondiale l'Arena divenne sede di un grande ospedale da campo, come testimonia la sottostante fotografia



Figura 4.6 – L’Arena Garibaldi diventa ospedale da campo (1945)

Dalla figura precedente si possono osservare le strutture principali del nuovo campo del Littorio, realizzate negli anni 1929 - 1931, la gradinata lato est che resterà in uso fino al 1968, anno in cui verrà demolita per essere ampliata e ricostruita, e la tribuna coperta che rimarrà tale fino al 1982, anno in cui la copertura originaria verrà abbattuta per far posto alla costruzione del nuovo settore di tribuna superiore e dell'attuale copertura.

La struttura della tribuna coperta, inaugurata alla presenza del re nel 1931, acquista pertanto un particolare interesse in quanto, a parte la copertura, risulta tuttora esistente e coincidente con il settore di tribuna inferiore. Tuttavia, non è stato possibile reperire il progetto originario di questa tribuna, la cui struttura è stata quindi rilevata allo stato attuale.

La struttura risulta essere simmetrica e costituita da 26 telai piani in cemento armato, per una lunghezza complessiva di 100,2 m, con interasse dei telai di circa 4m ad eccezione della zona

centrale in prossimità della antica tribuna autorità e dell'attuale ingresso al campo di gioco, in cui si ha un infittimento, in quanto un tempo si accedeva, attraverso un corpo scale situato in tale zona, alla tribuna autorità

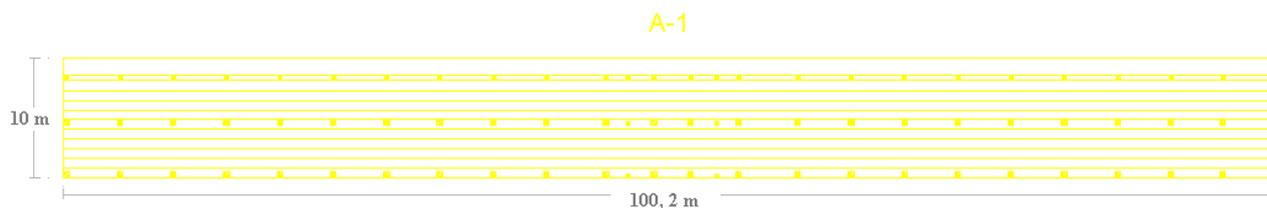


Figura 4.7 – Pianta pilastri tribuna coperta inferiore

Ogni telaio trasversale risulta costituito da 3 pilastri, i due di altezza maggiore hanno sezione 45x45 ed interasse 4,40 m, mentre il pilastro più basso, lato campo da gioco, ha sezione 30x30 e dista 3,62 m dal pilastro centrale (Figura 4.8).

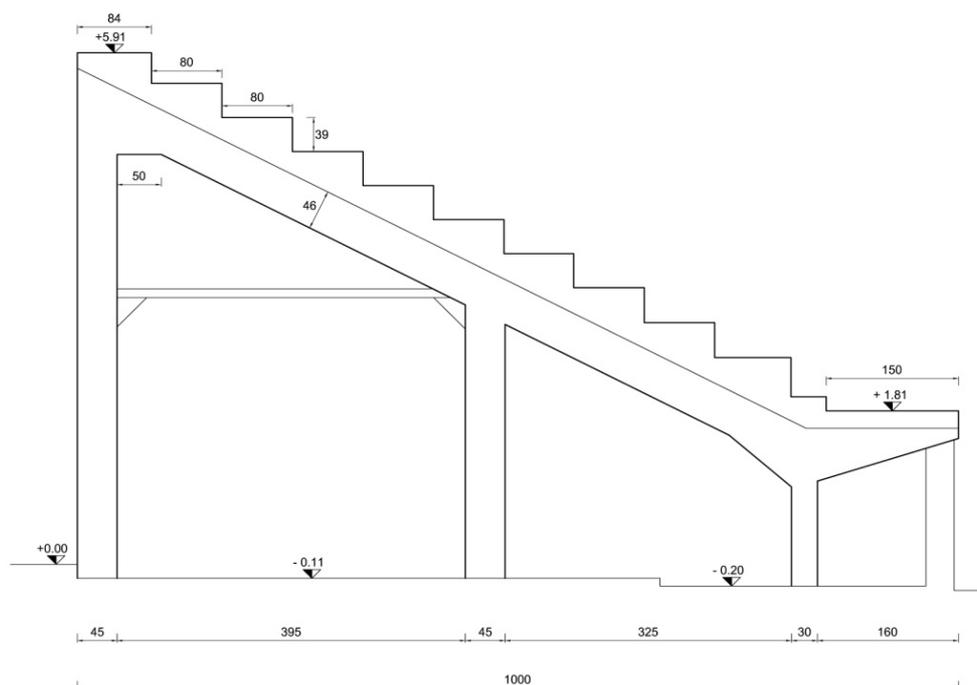


Figura 4.8 – Sezione attuale tribuna inferiore

Per ottenere informazioni sulle armature di travi e pilastri sono stati condotti dei saggi e delle indagini pacometriche, mentre siamo riusciti a risalire ai materiali utilizzati nella costruzione grazie ai certificati originali di prova del Laboratorio per le Esperienze sui Materiali da Costruzione dell'Università del 1931.

4.2.2 La realizzazione della Curva Nord (1960)

La struttura dello stadio era rimasta invariata rispetto a quella inaugurata nel 1931 quando alla fine degli anni Cinquanta si decise, sfruttando il programma di edilizia popolare, il cosiddetto piano Fanfani, di costruire un nuovo settore dello stadio, l'attuale Curva Nord che univa idealmente la gradinata scoperta alla tribuna coperta.



Figura 4.9 – Campionato 1961-62 sullo sfondo si intravede la Curva Nord

Rimanevano tuttavia, ampi spazi vuoti tra i tre settori dello stadio e il lato sud del campo, adiacente alla chiesa di Santo Stefano, che rimaneva ancora privo di strutture, eccettuata la casa del custode (Figura 4.10)



Figura 4.10 – Anni 50-60 lo stadio è ancora incompleto

Intanto lo stadio cominciava pian piano ad essere inglobato nel quartiere residenziale di Porta a Lucca , che vide un grande sviluppo nell'immediato dopoguerra (Figura 4.11)

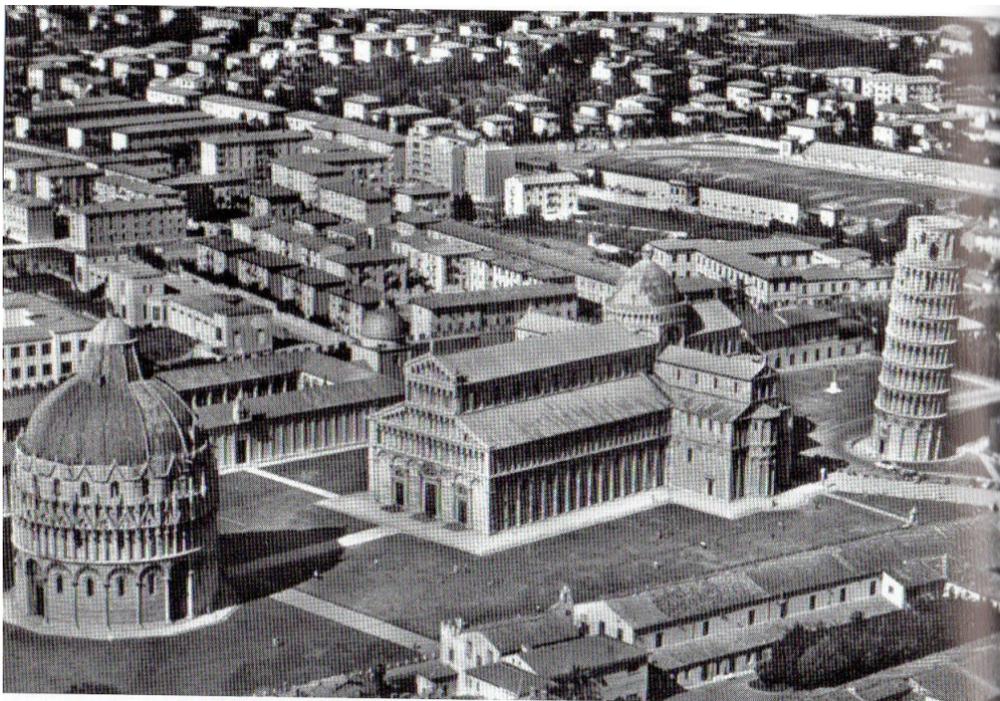


Figura 4.11 – Panoramica dello stadio negli anni 50

La Curva Nord fu realizzata dall' Impresa Emilio Gambogi e Figli di Pisa e comprende 30 telai in cemento armato che costituiscono 5 corpi di fabbrica indipendenti (Figura 4.12). I telai sono stati tracciati seguendo uno sviluppo a raggiera con angolo al centro fra gli assi di due telai adiacenti pari circa a $4,615^\circ$. L'interasse tra i telai è quindi variabile linearmente all'allontanarsi dal centro di tracciamento, ed assume un valore pari a 4,92 m in prossimità dei pilastri esterni e di 4,39 m in prossimità di quelli interni.

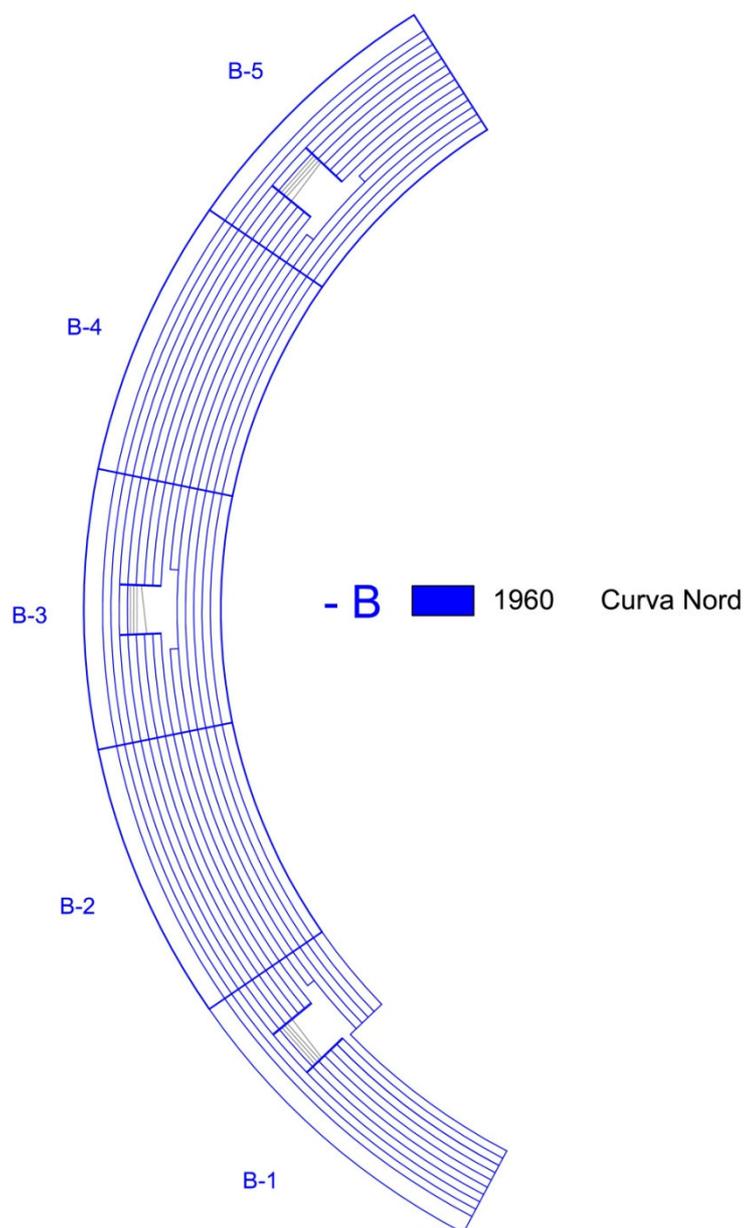


Figura 4.12 – Pianta Curva Nord

Ciascun portale è poi formato da due pilastri in c.a di altezze diverse, incernierati alla base nel piano del telaio ed incastrati fuori piano, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad arrivare a 100x40 in sommità. Il portale è poi completato (Figura 4.13) da due aggetti, uno

orizzontale in prossimità del pilastro basso atto a portare gli ultimi due gradoni e il camminamento inferiore e uno in prosecuzione della trave inclinata, con restringimento di sezione, destinato a portare il gradone più alto del settore e il camminamento superiore.

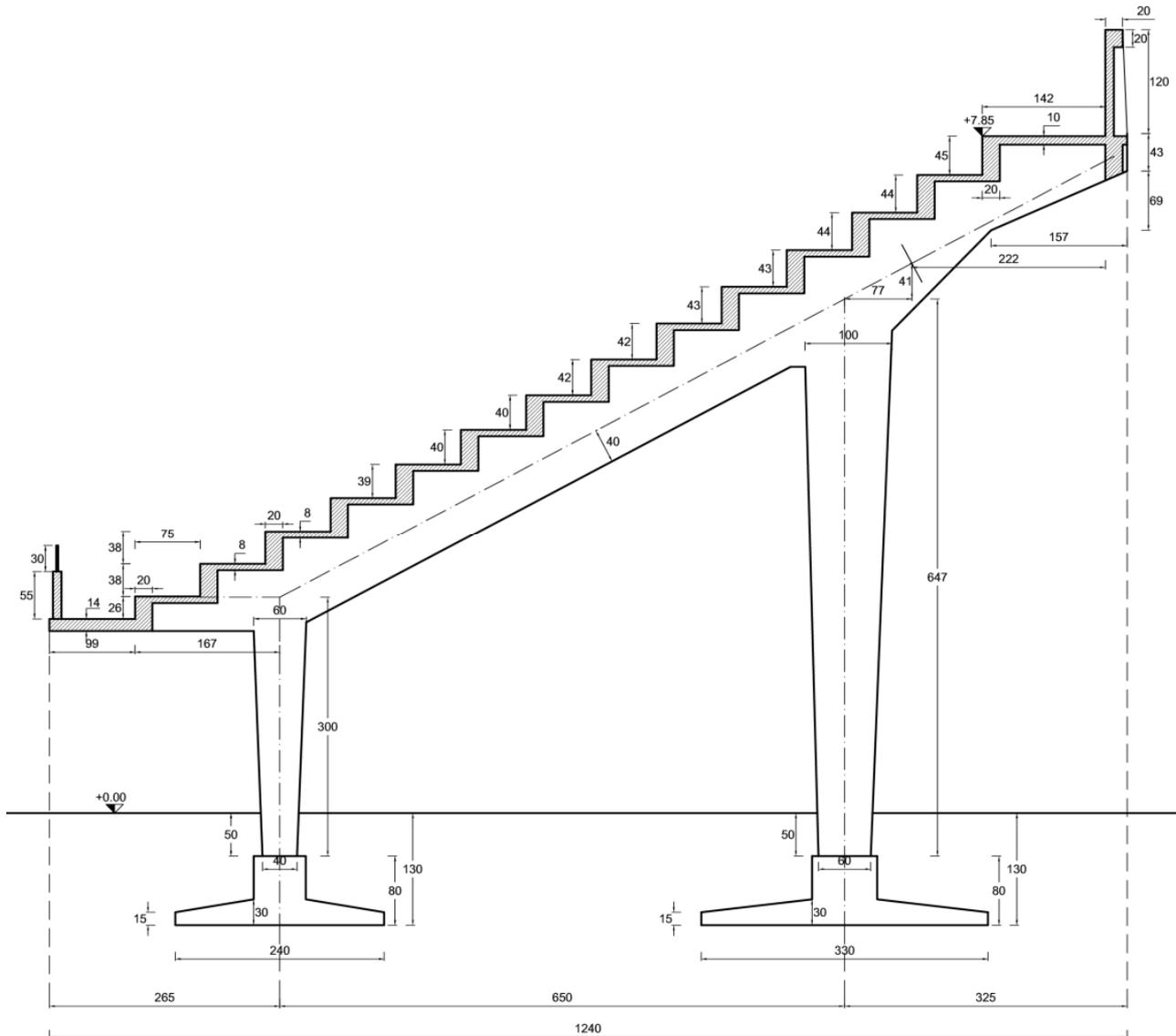


Figura 4.13 – Portale tipo Curva Nord

I telai piani sono quindi collegati dai 14 gradoni in cemento armato aventi la forma evidenziata in Figura 4.14.

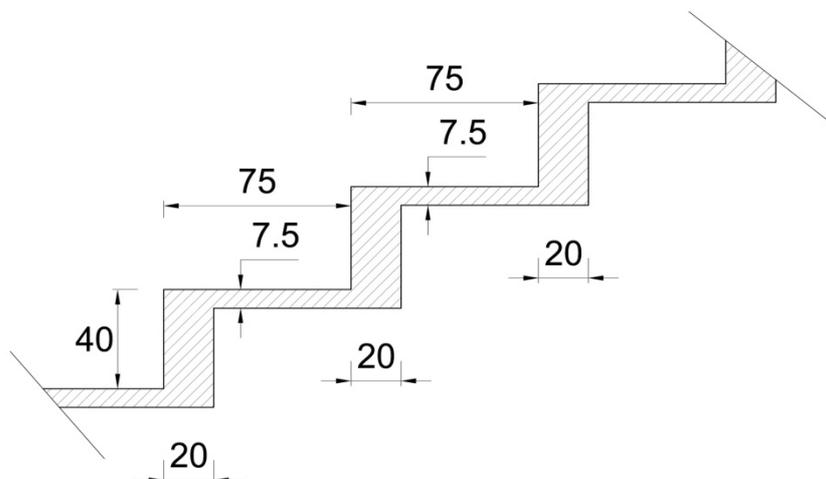


Figura 4.14 – Gradoni Curva Nord

Si differenziano dai portali precedentemente descritti, i primi tre telai di Figura 4.11, situati in prossimità di quello che un tempo veniva chiamato Ingresso Maratona. Per consentire un migliore ingresso al campo venne infatti variato l'interasse di due telai contigui. Questo comportò inoltre una riduzione dell'interasse fra i pilastri che passa da 6,5m a 4,825m e di conseguenza del numero di gradoni. Sono inoltre leggermente variate le sezioni di sommità dei pilastri, ed è eliminato l'aggetto del camminamento inferiore (Figura 4.15)

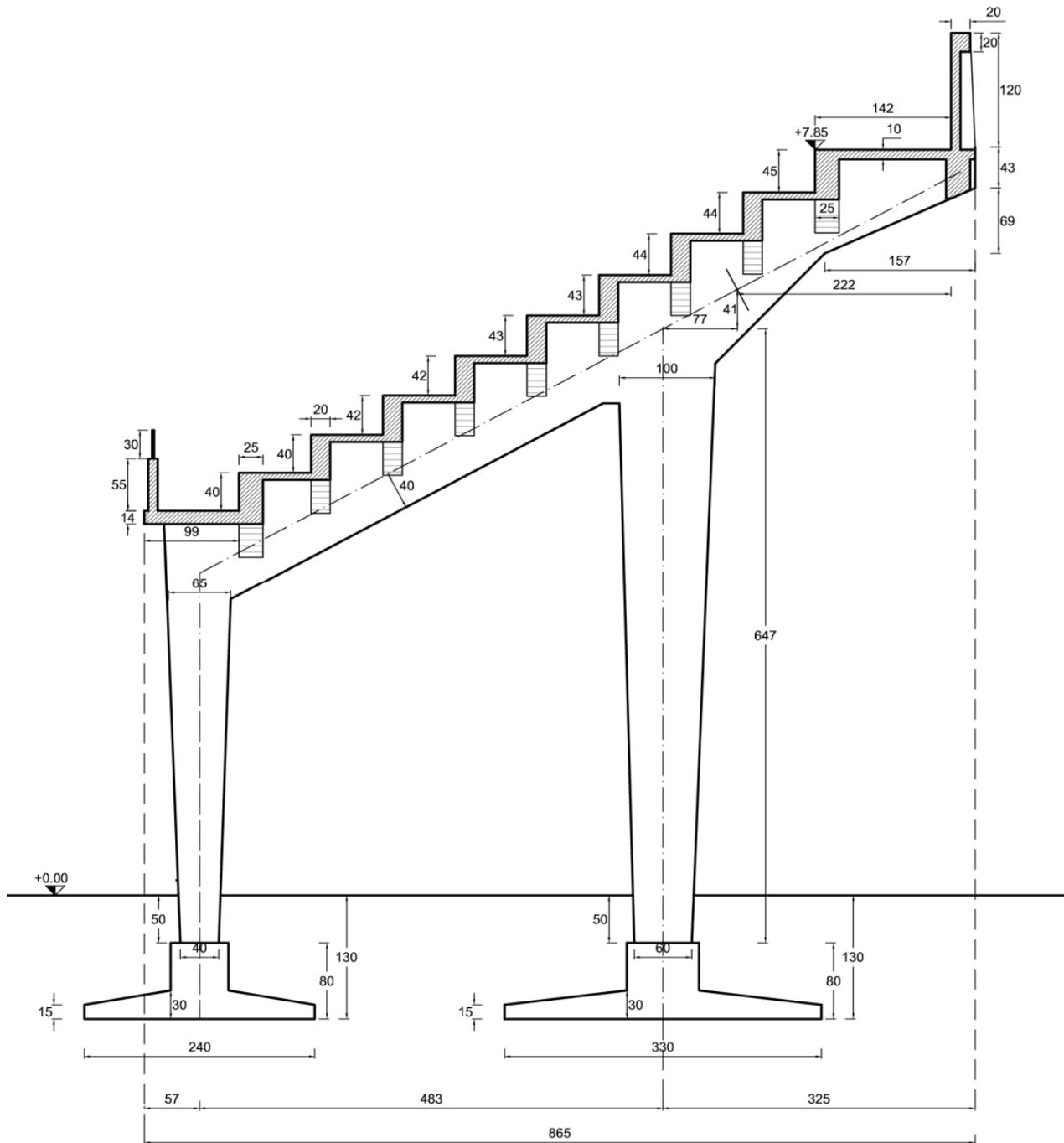


Figura 4.15 – Portale Ingresso Maratona

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce in c.a. che collegano i telai dal terzo al trentunesimo in direzione longitudinale, i primi tre portali sono invece dotati di fondazione, sempre a trave rovescia, orientata nel piano trasversale.

Nel settore Curva Nord sono inoltre presenti tre corpi scala, posizionati nelle zone delimitate dai telai 3-6, 14-17 e 25-29. Ciascun corpo è dotato di due rampe laterali iniziali che si vanno a

congiungere in un ballatoio alla quota di 3,17m che porta all'unica rampa finale atta a garantire l'accesso alle gradinate del settore (Figura 4.16)

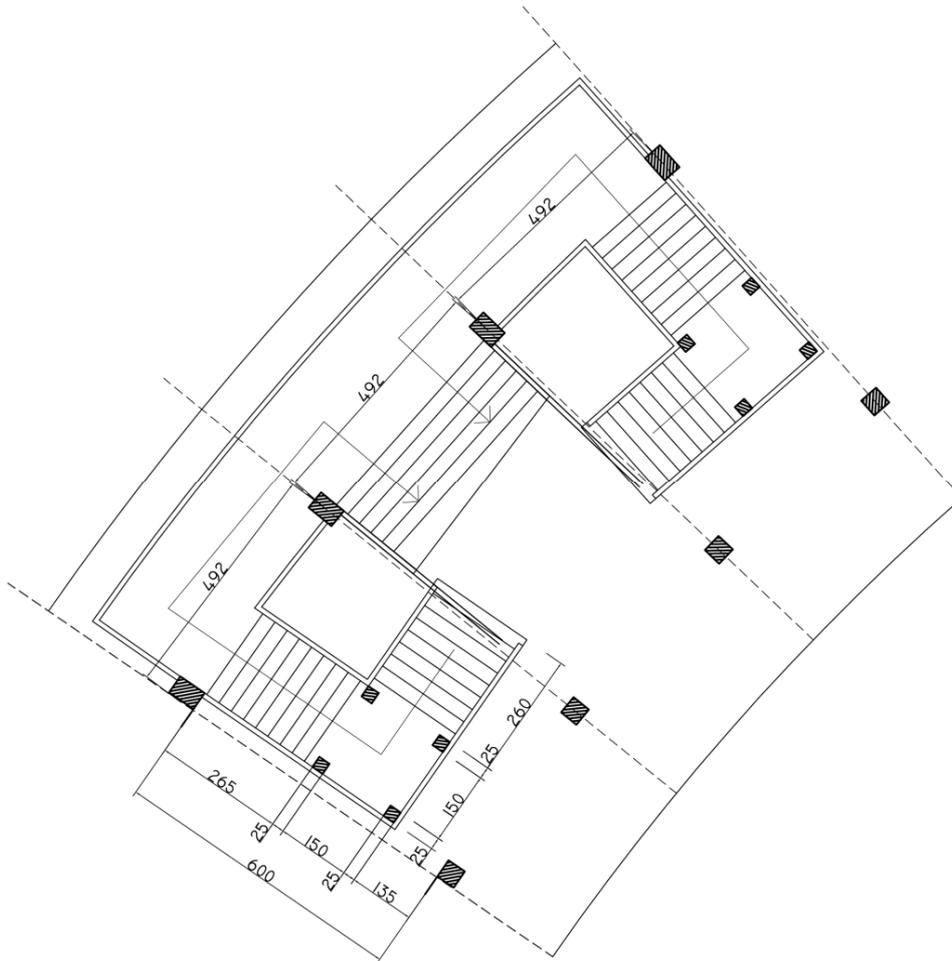


Figura 4.16 – Pianta scale di accesso alla Curva Nord

La struttura delle scale è del tipo a soletta rampante, con la presenza di 4 pilastri in c.a. di sezione 25x25 ed altezza di circa 2m in prossimità del primo ballatoio. La fondazione di questi pilastri è del tipo su plinti collegati alle due travi rovesce longitudinali attraverso un cordolo di sezione 25x25.

4.2.3 La nuova gradinata e la Curva Sud (1968)

Gli anni Sessanta videro il Pisa Sporting Club protagonista di una risalita dai campionati minori disputati nel primo dopoguerra fino al raggiungimento della serie A nella stagione 1967-68. Per far fronte al conseguente aumento di pubblico vennero in un primo momento costruite delle tribunette provvisorie, prima in legno e poi in tubi Innocenti, in prossimità del lato sud del campo. Fin quando nel 1968, anno in cui il Pisa si apprestava a disputare il suo primo campionato di serie A a girone unico, si decise di affrontare concretamente il problema dell'ampliamento della capienza.

La gradinata scoperta risalente al 1931 venne interamente demolita e ricostruita in modo da avere una continuità con la Curva Nord realizzata nel 1960; venne inoltre realizzata un'identica curva sul lato opposto realizzando così un anello continuo sui tre lati del campo, identica nella forma e nell'altezza. Restavano ora solamente per completare l'anello dello stadio due vuoti tra la vecchia tribuna coperta e le due curve, che verranno colmati solamente nel 1978.



Figura 4.17 – Panoramica stadio anni 70

I lavori furono quindi eseguiti nell'estate del 1968 dall' Impresa EDILCOSTRUZIONI di Pisa, con grande dispiego di uomini e mezzi per rispettare il termine perentorio dell'inizio del campionato. Il progetto delle opere in cemento armato venne redatto dall' Ing. Gianfranco Vannucci mentre la direzione lavori affidata all' Ufficio tecnico del Comune di Pisa nella persona dell'Ing. Fedro Ciampa. Il collaudo delle strutture affidato all' Ing. Renato Bechi venne infine presentato nell' Ottobre 1968.

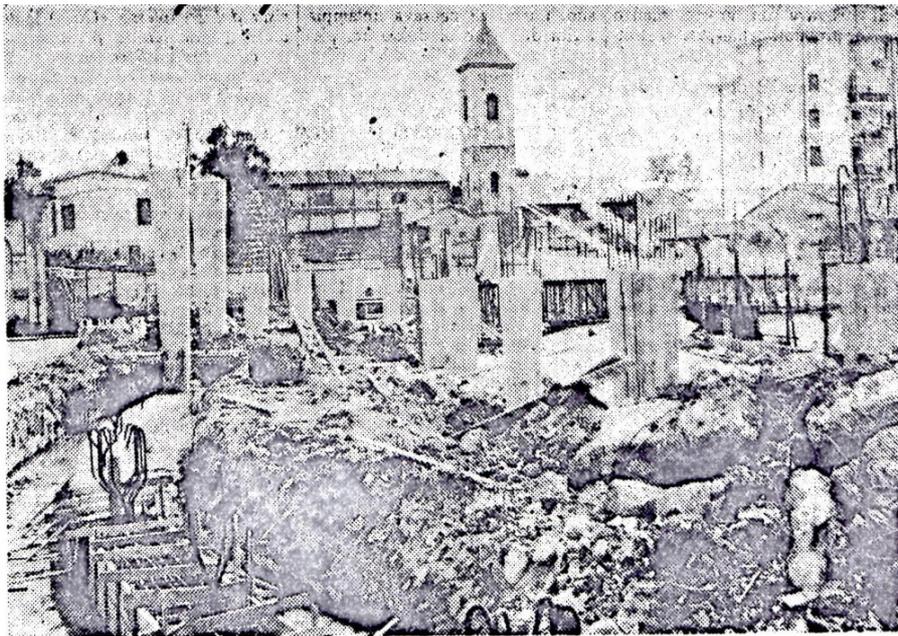


Figura 4.18 – Lavori di costruzione Curva Sud

Le strutture in cemento armato comprendono 68 portali per complessivi 12 corpi di fabbrica, e ricalcano volutamente la forma e le dimensioni della precedente Curva Nord, in modo così da garantire una continuità all'intero stadio. Rimangono quindi invariati gli interessi, la forma e le dimensioni dei telai descritte al paragrafo precedente.

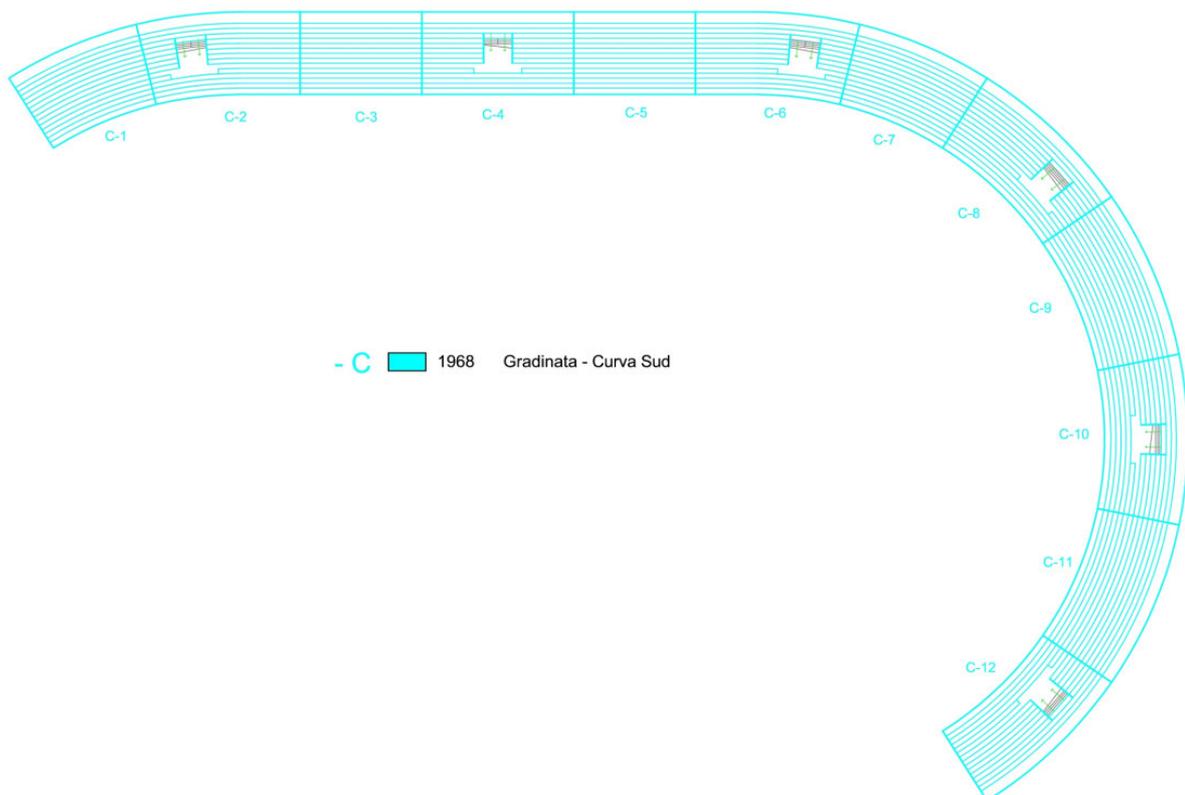


Figura 4.189 – Pianta Gradinata e Curva Sud

Ciascun portale è formato infatti da due pilastri in c.a di altezze diverse, incernierati alla base nel piano del telaio ed incastrati fuori piano, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad arrivare a 100x40 in sommità. Il portale è poi completato (Figura 4.19) da due sbalzi, uno orizzontale in prossimità del pilastro basso atto a portare gli ultimi due gradoni e il camminamento inferiore e uno in prosecuzione della trave obliqua, con restringimento di sezione, destinato a portare il gradone più alto del settore e il camminamento superiore.

Le differenze si esplicano in modo particolare nella realizzazione dei gradoni e conseguentemente nel collegamento longitudinale dei telai.

I gradoni infatti progettati in un primo tempo in cemento armato, vennero realizzati su richiesta dell'impresa esecutrice dei lavori in pannelli di latero cemento prefabbricati della Ditta Serredi di Livorno, completati da una sovrastante soletta e costola laterale in cemento armato impermeabilizzato gettato in opera, in modo da rendere la struttura maggiormente monolitica e completamente impermeabilizzata. La richiesta, approvata dalla direzione lavori e dalla committenza e non comportante un aumento di costi, venne motivata facendo riferimento agli innegabili vantaggi in termini di riduzione del peso proprio, giudicati opportuni in relazione alla scarsa portanza del terreno di fondazione, al fine di contenere nei limiti più ristretti possibili i cedimenti permanenti.

Il collegamento tra i portali è quindi garantito, oltre che dai gradoni sopra descritti, da 2 travi in c.a. gettate in opera, in prossimità del camminamento inferiore e del pilastro alto, e da una trave di sezione 20x50 in sommità (Figura 4.20)



Figura 4.21 – Struttura ballatoio intermedio scale

Le fondazioni furono previste, in fase di progetto, del tipo a trave rovescia in cemento armato, riprendendo le dimensioni e la forma di quelle della precedente Curva Nord e collegando i telai in direzione longitudinale. La realizzazione di quanto previsto fu resa possibile dalla portanza del terreno, per i telai dal n°19 al n°68 (zona Gradinata- Curva Sud). Nelle rimanenti campate della zona Curva Sud invece, la situazione del terreno, assolutamente sciolto e incoerente fino a notevole profondità, si presentava tale da escludere, in base ai dati geologici e geotecnici ottenuti dai sondaggi, questo tipo di fondazione. Si decise quindi di realizzare in tale zona una fondazione a travi rovesce incrociate di notevole ampiezza di suola in modo da contenere la pressione sul terreno nell'ordine di circa $0,4 \text{ kg/cm}^2$.

Sempre in relazione alla strutture di fondazione, la demolizione della gradinata esistente risalente al 1931, portò alla luce la fondazione di questa proprio nell'area interessata dalla nuova fondazione in prossimità dei pilastri esterni. Nel tratto in esame, quello rettilineo delle gradinate, si decise quindi, per evitare possibili cedimenti differenziali, di intervenire edificando una trave armata di altezza 65 cm e larghezza 190 cm a fianco dell'esistente e su entrambe venne poggiata la nuova fondazione.

Le informazioni sulle caratteristiche dei materiali utilizzati nella costruzione sono state reperite attraverso la consultazione dei certificati di prova relativi a calcestruzzo e armature della struttura in esame, emessi nel settembre 1968 dal Laboratorio Ufficiale dei Materiali da Costruzione dell'Università di Pisa.

4.2.4 Il Completamento delle Curve (1978)

Dopo l'intervento descritto nel paragrafo precedente, restavano ormai solamente due piccoli vuoti come ostacolo alla completa realizzazione dell'anello dello stadio. Nell'estate del 1978 si decise pertanto di ovviare a questa mancanza prolungando le due curve fino a lambire la struttura della tribuna coperta originaria (Figura 4.22)



Figura 4.22 – Costruzione completamento Curva Nord

L'intervento consistette, nella Curva Sud, nella realizzazione degli ultimi 4 portali del tutto uguali ai precedenti necessari per la conclusione dell'anello.

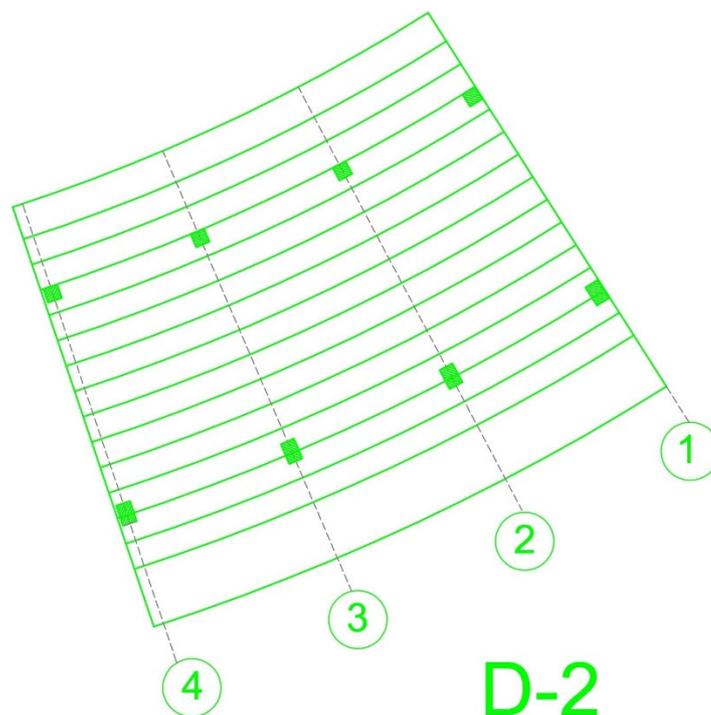


Figura 4.23 – Pianta completamento Curva Sud

Nella Curva Nord, si trattava invece di completare la struttura esistente in prossimità del restringimento dei telai dovuto all' Ingresso Maratona (Par. 4.2.2) , pertanto mentre il primo portale di giunto e la prima campata ricalcano la struttura adiacente i successivi 3 portali riprendono le dimensioni e la forma dei precedenti portali tipo con interasse dei pilastri pari a 6,5m (Figura 4.24).

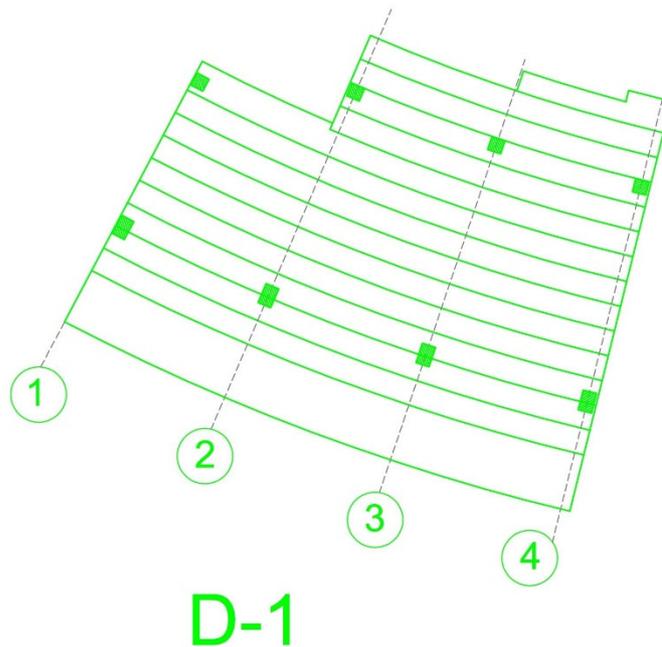


Figura 4.24 – Pianta completamento Curva Nord

Le fondazioni sono presumibilmente del tipo a trave rovescia e ricalcano quelle realizzate nei telai realizzati precedentemente.

I lavori furono eseguiti, per quanto riguarda la Curva Sud dall' Impresa Bianchi di Pisa mentre per quanto riguarda la Curva Nord dall' Impresa Bizzarri di Pisa.

Nonostante l'attenta ricerca presso: l'Archivio del Comune di Pisa, l'Archivio di Stato di Pisa (ASP), l'Archivio del Genio Civile di Pisa, l'Archivio del Laboratorio per le Esperienze dei Materiali da Costruzione della stessa Università di Pisa, e gli archivi delle imprese che sono intervenute nella costruzione dell'impianto; per questo intervento non è stato possibile reperire materiale documentale riguardante i progetti originari e i materiali impiegati nella costruzione.

4.2.5 *La Nuova Tribuna Coperta (1982-86)*

Una volta completato l'anello dello stadio, l'attenzione si concentrò sulla vecchia tribuna coperta che presentava ancora la struttura originaria realizzata negli anni 1929-31 e necessitava ormai di un intervento di ammodernamento per consentire una migliore e una maggiore accoglienza di spettatori.

Fu così che nel 1980 il Comune di Pisa bandì una gara per la costruzione della nuova tribuna coperta. Il bando prevedeva la divisione della realizzazione dell'opera in due tempi, in un primo la demolizione dell'esistente copertura con la costruzione di un nuovo settore di tribuna superiore, posteriore all'esistente, e di una nuova copertura; in un secondo tempo si prevedeva invece di intervenire sulle restanti gradinate inferiori.

L'appalto concorso che vide la partecipazione di numerose imprese se l'aggiudicò, sulla base dell'offerta e del progetto presentato, l'Impresa Gambogi Costruzioni di Pisa.

Il progetto strutturale fu redatto dall'Ing. Luigi Pavoni, direttore dell'Ufficio Tecnico della Gambogi Costruzioni, mentre quello architettonico dall' Arch. Paolo Diddi. La direzione lavori fu invece affidata al Prof. Ing. Nicola Salinari.

Le strutture portanti della tribuna poi realizzate (1° stralcio) sono composte da 14 portali in cemento armato, dei quali due doppi in corrispondenza dei giunti dilatazione, per complessivi tre corpi di fabbrica (Figura 4.25), da cui si protendono le mensole a ginocchio in c.a.p. a sostegno della copertura. L'interasse delle mensole è di 8,5 m nel tratto centrale rettilineo (telai 3 - 11) mentre è variabile da 8,73m a 6,9 m tra i telai 1, 2 e 3 (testata Nord della tribuna) e da 8,76 a 6,9 tra i telai 11,12,13 e 14 (testata Sud della tribuna).

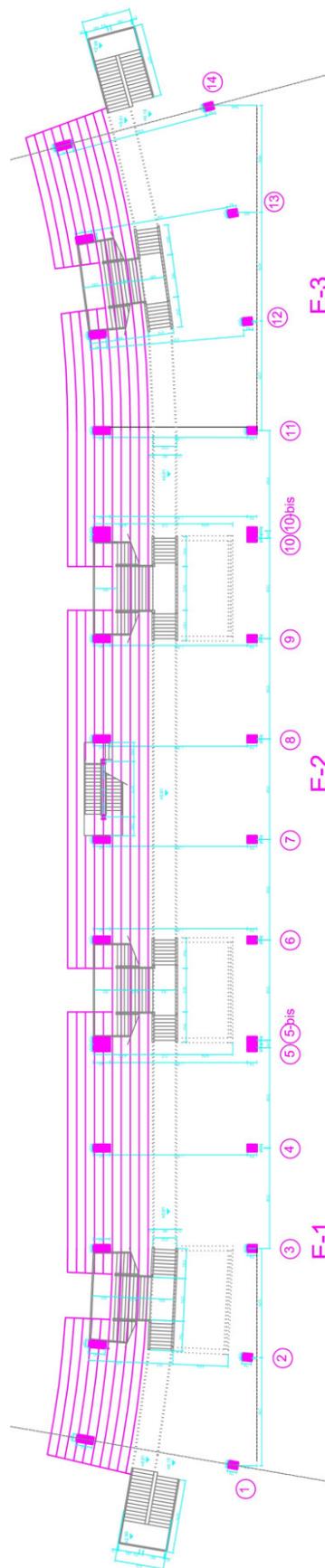


Figura 4.25 – Pianta Nuova Tribuna Coperta

I portali sono formati da due piedritti a sezione variabile collegati da una traversa inclinata di sezione costante a sostegno del settore alto della gradinata, che è costituita da 9 gradoni prefabbricati in c.a. e da un solaio alleggerito sempre in c.a. dello spessore di 52 cm, gettato in opera come collegamento longitudinale e costituente un corridoio superiore continuo di larghezza 2,5 m . Il piedritto anteriore, lato campo da gioco, è completamente solidarizzato alla struttura di fondazione mentre quello posteriore è incernierato al piede. I due plinti di fondazione, anteriore e posteriore di ciascun portale, sono poi collegati mediante una trave catena in c.a. . L'interasse tra i piedritti al piano di fondazione è pari a 12,62 m.

I telai sono quindi completati dalle mensole a ginocchio a sostegno della copertura, la luce libera di queste nervature a sbalzo è di 18,46 m all'intradosso e la loro sezione retta è a "T" rovescia con altezza e spessori d'ala e di anima variabili. All'estradosso delle ali sono appoggiati i pannelli di solaio prefabbricati in c.a.p. e gli elementi di coronamento e di gronda in c.a. ordinario, anch'essi prefabbricati.

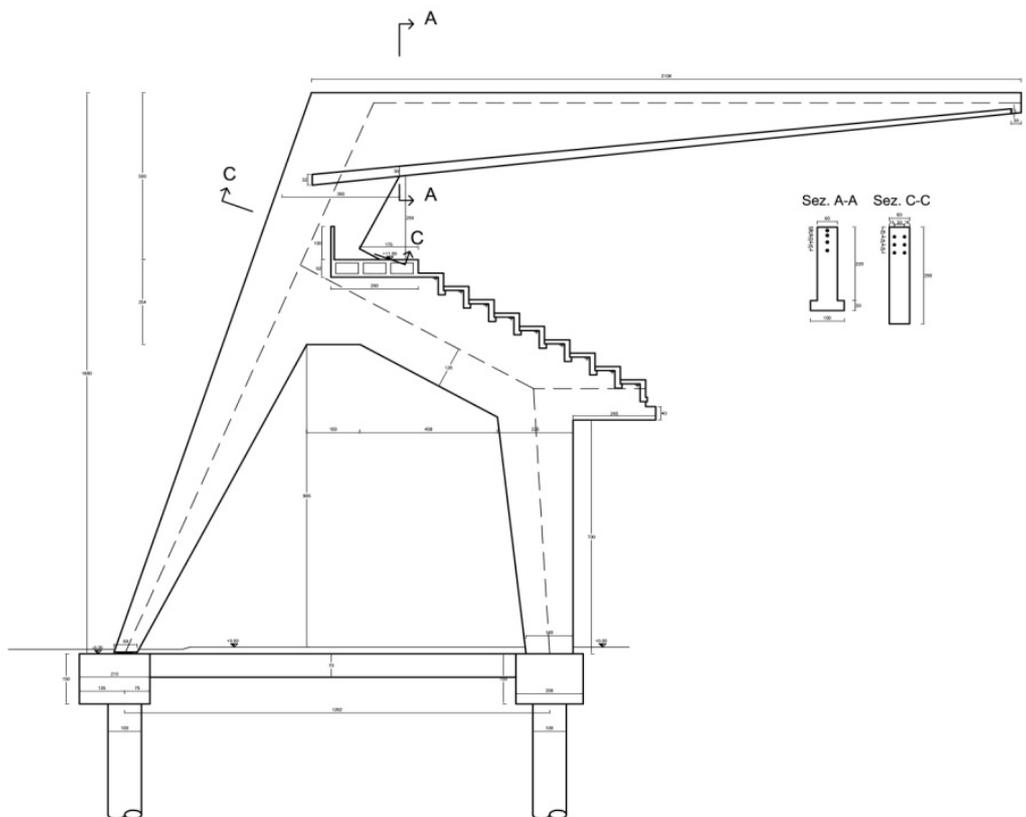


Figura 4.26 – Sezione Portale Tipo

Le fondazioni dei telai sono costituite da plinti poggianti su pali trivellati in c.a. di grande diametro, in particolare i plinti anteriori poggiano su due pali di diametro pari a 1 m e lunghezza utile 30 m, mentre quelli posteriori su un unico palo di diametro sempre pari a 1 m e lunghezza utile 22 m.

I quattro corpi scala presenti, situati tra i telai 2 e 3, 5bis e 6, 9 e 10, 12 e 13 , sono realizzati completamente in c.a. e presentano quattro ripiani, due dei quali portati dai telai principali e due facenti parte dell'apposita struttura con propria fondazione diretta e solette rampanti tra i ripiani. In corrispondenza dei ripiani della scala a quota + 5,01 m, si protendono, a sbalzo dai piedritti posteriori, ampi ballatoi di sosta formati da solai alleggeriti in c.a. di spessore 52 cm, separati mediante giunti dai ripiani stessi.

I quattro corpi scala sono quindi collegati da un percorso aereo, al livello dei ripiani a quota + 5,01 m, costituito da una trave a “U”, con larghezza utile di calpestio pari a 1,76m, a più campate sospese ai telai principali mediante tiranti in c.a. e semplicemente appoggiate ai ripiani intermedi dei corpi scala. La passerella così descritta termina in corrispondenza delle testate Nord e Sud della tribuna, con due scale aventi struttura indipendente in c.a. .

Venne inoltre realizzata una scala in acciaio di accesso alla tribuna autorità, inserita tra i portali 7 e 8 costituita da due ritti in profilati HEB340 incastrati al piede e controventati dai ballatoi ancorati agli stessi ritti anteriori dei portali 7 e 8.

Oltre quanto finora descritto, trovarono spazio in questo intervento:

- la nuova biglietteria di dimensioni esterne 3,6m per 10 m ed altezza utile interna di 2,7m , con pareti in muratura di mattoni a due teste, copertura piana in c.a. e fondazioni superficiale del tipo a platea generale
- la nuova cabina elettrica, un piccolo fabbricato di dimensioni esterne 3,9m per 11,8m , suddiviso in tre vani interni di altezza ultime 2,5m, avente le pareti esterne ed interne in c.a. , la copertura in struttura mista laterizio – c.a. e le fondazioni del tipo a trave rovescia in c.a.
- il muro di recinzione di altezza totale pari a 3,7 m e di altezza fuori terra, al di sopra della quota del piazzale, 3,15 m , avente spessore 20cm e fondazioni dirette superficiali

Le prescrizioni adottate per i materiali furono invece le seguenti:

- per i portali delle mensole : calcestruzzo con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni , R_{bk} , pari a 350 kg/cm^2

- per i gradoni e le altre strutture in elevazione : calcestruzzo con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni , R_{bk} , pari a 300 kg/cm^2
- per le strutture di fondazione : calcestruzzo con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni , R_{bk} , pari a 250 kg/cm^2
- per tutte le armature ordinarie : acciaio in barre da c.a. ad adherenza migliorata FeB44k , controllato in stabilimento

La qualità dei materiali venne quindi accertata attraverso prove di laboratorio effettuate per quanto riguarda i getti di calcestruzzo dal Laboratorio Ufficiale dell'Università di Pisa e per quanto riguarda le armature dal Laboratorio del Politecnico di Milano, che confermarono il rispetto delle prescrizioni sopra riportate. In particolare le caratteristiche del cls risultarono sovrabbondanti rispetto a quanto previsto in progetto per i manufatti cui getti erano destinati.

I lavori del primo stralcio, il secondo non verrà mai realizzato, iniziarono quindi nel Giugno 1982, quando il Pisa Sporting Club si apprestava nella stagione successiva a disputare il secondo campionato di serie A della sua storia, e dovevano quindi concludersi nel novembre dello stesso anno.



Figura 4.27 – Demolizione copertura vecchia tribuna (Luglio 1982)



Figura 4.28 – Costruzione nuova tribuna coperta (1982)

I lavori non ancora completati nel Dicembre 1982, furono poi sospesi per due anni dal Febbraio 1983 al febbraio 1985. Tutto questo continuando a garantire l'agibilità della sottostante vecchia tribuna (Figura 4.29)



Figura 4.29 – Tribuna superiore in costruzione, tribuna inferiore affollata (Stagione 1982-83)

Alla ripresa dei lavori fu constatata la presenza sistematica di fessure nei nodi superiori dei portali, nella zona tra l'extradosso della traversa dei portali e la faccia interna del ginocchio delle mensole. Le fessure si diramavano, con andamento ascendente, dal bordo interno degli apparecchi d'ancoraggio passivi dei cavi sub-verticali verso lo spigolo del diedro.

Altre lesioni capillari, a distanza di circa un metro l'una dall'altra, interessavano invece i piedritti posteriori al di sotto del nodo, a partire dai bordi esterni delle sezioni e con andamento pressoché normale alla linea d'asse delle aste.

Un'attenta analisi del fenomeno, mentre chiariva l'origine e la portata del quadro fessurativo, portò a concordare la necessità di un intervento radicale di risanamento della struttura, al fine di fugare ogni dubbio sulla permanenza nel tempo delle capacità portante della struttura stessa.

Il progetto dell'intervento di risanamento e di rinforzo fu quindi affidato al Prof. Ing. Carlo Raymondi dell'Università di Pisa che articolò l'intervento in due fasi. Per prima cosa, nel Febbraio 1985, venne effettuata la risarcitura delle fessure nelle zone nodali, mediante l'utilizzo di resine epossidiche, in modo da ripristinare la continuità strutturale e bloccare ogni possibile incipiente corrosione delle armature. Successivamente, nell'Aprile dello stesso anno, venne attuato il rafforzamento propriamente strutturale. L'intervento consistette nella precompressione delle traverse dei portali, attraverso l'utilizzo di barre Dywidag esterne, pretese e ancorate a testate in carpenteria d'acciaio in corrispondenza dei nodi (Figura 4.30).



Figura 4.30 – Intervento di rinforzo tribuna coperta

I lavori giunsero infine a conclusione nel Maggio 1985, e iniziarono così le operazioni di collaudo della struttura che portarono alla redazione del certificato di collaudo, da parte dell'incaricato Prof. Ing. Francesco Caffarella, nel Giugno 1986.



Figura 4.31 – Panoramica Arena Garibaldi fine anni Ottanta

4.2.6 L'inserimento delle gradinate basse (1990)

Alla fine degli anni 80, in relazione ai benefici previsti dalle leggi 65/87 e 92/88 in materia di finanziamenti di impianti sportivi, l'Amministrazione Comunale elaborò un programma di interventi allo scopo di ammodernare e ampliare lo Stadio Arena Garibaldi.

In un primo tempo l'ampliamento fu previsto in termini di sopraelevazione della Curva Nord, essendo questa l'unica parte dello stadio a godere di spazio retrostante sufficiente a garantire l'innalzamento. Questa ipotesi venne tuttavia scartata sia per motivi estetici, si sarebbe venuto a creare uno squilibrio nell'altezze e nei volumi dei settori dello stadio, sia di carattere ambientale, per l'impatto causato dalle strutture, ed economico per gli alti costi delle strutture di elevazione in relazione anche al rispetto delle nuove norme sismiche da poco entrate in vigore.

Si decise quindi, facendo proprie le osservazioni e il progetto realizzato dal CONI provinciale, di ampliare l'intero anello delle tribune verso il basso, demolendo l'esistente pista di atletica e abbassando il campo da gioco di oltre un metro.

Nel 1990 fu quindi realizzata quella che sarà la sistemazione definitiva delle strutture dello stadio, che cessa di essere, con l'eliminazione della pista d'atletica, un campo destinato a più discipline sportive e diventa un impianto calcistico moderno ad uso esclusivo del Pisa Sporting Club prima e del Pisa Calcio poi.

Il progetto architettonico di ampliamento e recupero funzionale dello stadio venne pertanto fornito dal Comitato Provinciale del CONI di Pisa, a cura del Geom. Luciano Favati, mentre il progetto delle strutture delle nuove gradinate venne affidato all' Ing. Giancarlo Tonelli.

L'intervento consistette quindi nella realizzazione di un nuovo anello, sottostante le esistenti tribune in c.a., costituito nelle due curve e nelle gradinate da 13 file di spettatori che si riducono a 11 nella tribuna coperta. La struttura dei gradoni venne progettata per la parte immediatamente sottostante l'esistente con una serie di cavalletti in acciaio su cui poggiano elementi prefabbricati. L'ultimo anello al di sotto del precedente, costituito da un camminamento superiore, ulteriori gradoni (3 in tribuna coperta e 4 nelle curve ed in gradinata) ed un camminamento inferiore, venne invece gettato in opera.

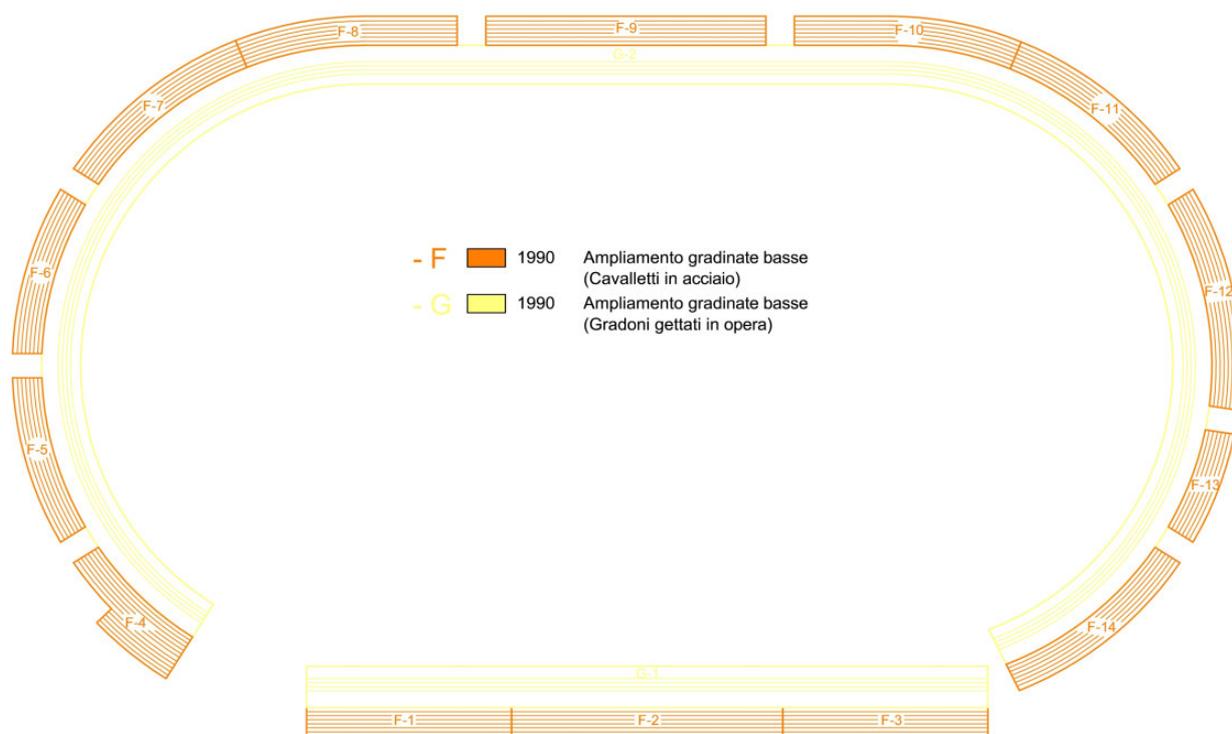


Figura 4.32 – Pianta gradinate basse

La struttura prefabbricata delle nuove gradinate venne pertanto realizzata con una serie di cavalletti costituiti da profilati metallici e posti ad un interasse di 5m in modo da coprire l'intero sviluppo dello stadio, eccezion fatta per le testate nord e sud della tribuna (Figura 4.32), sui quali poggiano i gradoni in c.a., anch'essi prefabbricati.

L'ampliamento mostra alcune leggere differenze tra la zona dell'anello gradinata e curve, e quella della tribuna coperta, necessarie per collegare in modo ottimale la nuova struttura all'esistente.

Restando infatti invariato il numero di gradoni pari a 7, cambiano l'interasse e le dimensioni dei 2 ritti, oltre alle dimensioni del gradone di sommità.

Nella zona tribuna coperta il telaio si compone appunto di due ritti ad interasse 1,85 m, realizzati con profilati HEA 140 quelli più bassi e con HEA 160 quelli più alti, la traversa di collegamento e anch'essa in HEA140

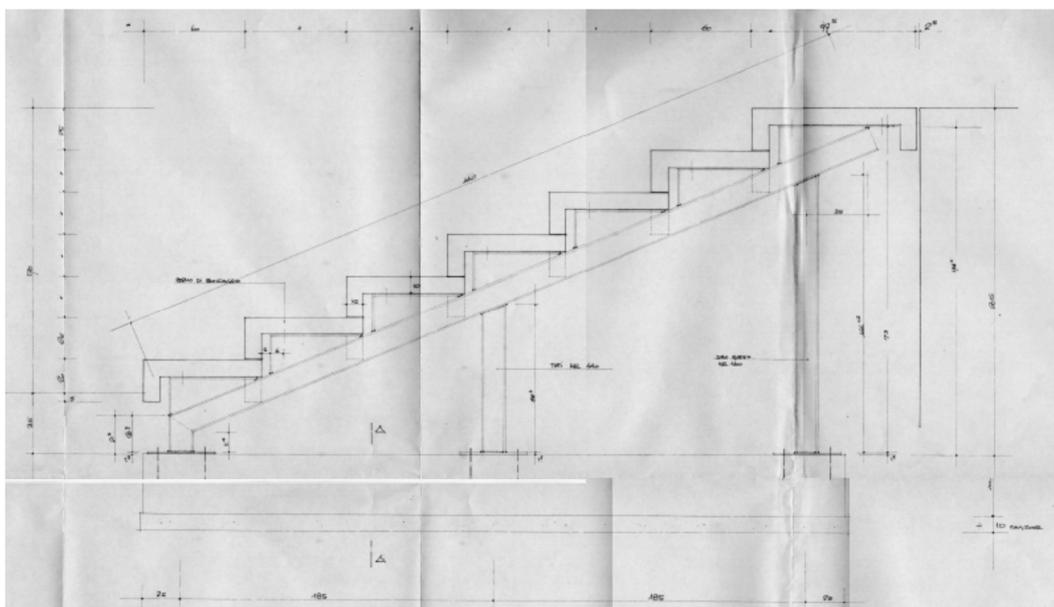


Figura 4.33 – Sezione ampliamento tribuna coperta

Nella zona gradinata curve il telaio si compone invece di due ritti ad interasse 2 m, realizzati come la traversa con profilati HEA 140

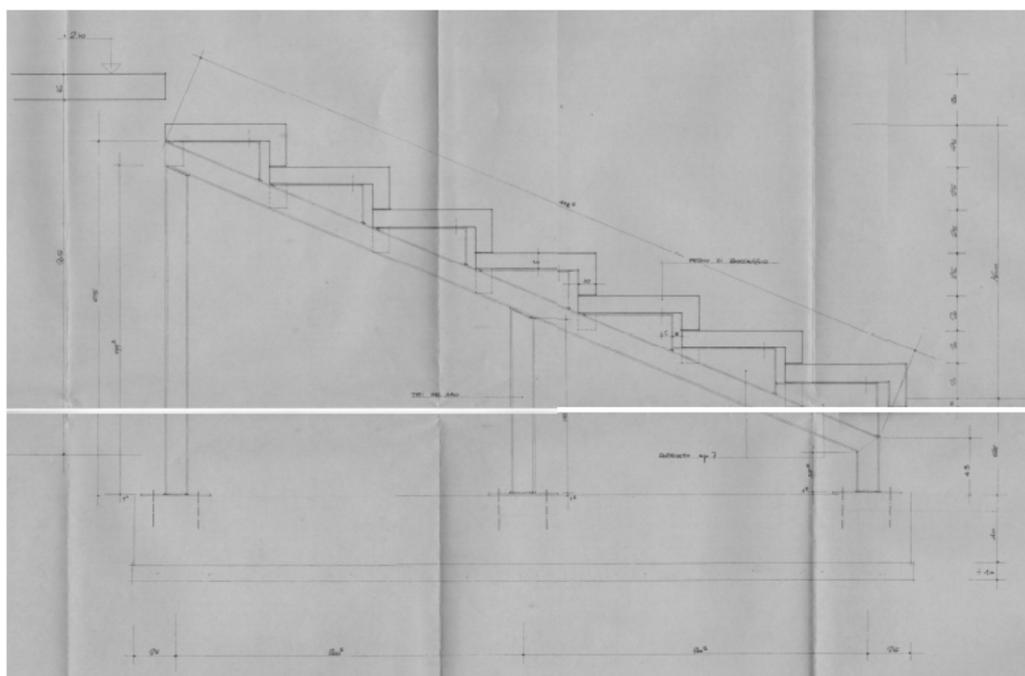


Figura 4.34 – Sezione ampliamento zona gradinata e curve

I gradoni prefabbricati furono forniti dalle ditte GEIMPRE di Certaldo (Fi) e NUOVA SOLAI di Calci (Pi) e vennero collegati alla struttura principale mediante tasselli passanti congiungente i gradoni stessi alle selle d'appoggio saldate alla traversa in HEA140.

Le fondazioni sono del tipo a trave rovescia di altezza 40 cm e sviluppo nel piano stesso del telaio.

In un secondo momento, non meglio precisato, i telai vennero dotati di controventi verticali (Figura 4.35), inizialmente non previsti e non documentati nel progetto depositato al Genio Civile, atti a garantire un miglioramento del comportamento della struttura, in particolar modo in senso longitudinale, a fronte degli impulsi dinamici causati dal pubblico presente sulle gradinate e comunque anche a fronte dell'azione sismica longitudinale.



Figura 4.35 – Controventi

A completamento del tutto venne realizzata una nuova recinzione in vetro tra gli spalti ed il campo da gioco, un nuovo impianto di illuminazione ed installato un tabellone elettronico dietro la curva sud.

Una volta ultimati i lavori a fine novembre 1990 lo stadio assunse la sua forma definitiva e raggiunse la capienza di 29235 posti a sedere dotati di sedute (Figura 4.36), che con posti numerati garantiscono la densità di affollamento delle tribune.



Figura 4.37 – Arena Garibaldi terminati i lavori di ampliamento 1990

Dell'intervento del 1990 il progetto ormai essendo Pisa inserita in zona a rischio sismico è stata presentata denuncia presso il Genio Civile Pisa con pratica n°1208/90 con fine lavori prot.259/4645 del 28/05/1991 per la L.5/11/71 n°1086 e L.64/74.

Nel 1991 venne infine realizzato un consolidamento, programmato da tempo, delle strutture esistenti di Curva Nord, Gradinata e Curva Sud.

In particolare vennero rimosse le parti di calcestruzzo ammalorate o in fase di distacco, situate al di sotto dei gradoni, e una volta effettuata un operazione di pulizia del calcestruzzo e delle armature, venne ripristinato il ricoprimento con l'utilizzo di apposite malte. Tali interventi andarono a ripristinare anche il normale aspetto estetico delle strutture che apparivano in un evidente stato di degrado.

4.2.7 La storia recente dell'impianto sportivo

L'ampliamento del 1990, descritto al paragrafo precedente, è stato l'ultimo intervento strutturale significativo e ha stabilito la conformazione attuale dello stadio. Gli anni successivi infatti segnarono la caduta e la fine del Pisa Sporting Club che in seguito alla retrocessione dalla serie B alla serie C1 avvenuta alla fine del campionato 1993-94 non riuscì ad iscriversi al campionato e fu dichiarato fallito.

L'Arena Garibaldi si ritrovò così improvvisamente nell'anno successivo semideserta, il Comune non effettuò quindi i lavori di manutenzione necessari a mantenere l'agibilità e la capienza venne drasticamente ridotta. In particolare la Curva Nord rimase chiusa per oltre un anno mentre la parte della Curva Sud a contatto con il settore di gradinata una volta chiusa non verrà più riaperta, in modo da creare così una zona di separazione invalicabile ed evitare contatti tra la tifoseria di casa e quella ospite. Le poltroncine dei settori gradinata curva nord e curva sud vennero via via divelte e restarono così nella sola tribuna coperta.

Nel frattempo la nuova società che assunse il nome di Pisa Calcio partendo dai Dilettanti Nazionali riuscì in poco tempo a tornare al professionismo e nella stagione 1998-99 raggiunse la serie C1. Nonostante il grande ritorno del pubblico allo stadio la ridotta capienza di 17000 posti risultava più che sufficiente. Questa capienza venne poi ulteriormente ridotta a 10000 posti in attesa di adempiere alle prescrizioni contenute nelle nuove norme per la sicurezza degli stadi ("Decreto Amato") emanate in seguito ai fatti di Catania del 2007.

Con il passaggio in serie B nello stesso anno si accelerarono i lavori di messa a norma, che consistettero prevalentemente in interventi al di fuori della struttura dell'impianto, in particolare nella realizzazione di tornelli e cancellate per il controllo dell'accesso ai vari settori dello stadio. La capienza fu quindi riportata a circa 16000 posti, e vennero installati nuovi seggiolini nella parte inferiore della Curva Nord.

Dopo soli due anni di permanenza in serie B e ad aver sfiorato la promozione in serie A al primo anno, la stagione 2008-09 si concluse con una retrocessione che come nel 1994 portò al fallimento della società costretta nuovamente a ripartire dai Dilettanti Nazionali nella stagione successiva.

Nei successivi campionati che videro la risalita della nuova società chiamata A.C. Pisa 1909, la capienza dell'Arena venne quindi ridotta agli attuali 10000 posti, più che sufficienti per le partite in stagione regolare e aumentata solo grazie ad alcune deroghe in occasione di alcune partite particolarmente importanti degli ultimi due anni (semifinali e finale playoff).

Da segnalare infine la cointestazione dell'impianto, avvenuta nel 2001, allo scomparso presidente Romeo Anconetani, che assume così il nome di Arena Garibaldi – Stadio Romeo Anconetani.

4.3 L'Arena Garibaldi allo stato attuale

Come descritto al paragrafo precedente la struttura attuale dello stadio di Pisa, Arena Garibaldi – Stadio Romeo Anconetani, è frutto di una serie di opere realizzate nell'arco di 60 e più anni di storia, precisamente dal 1931 al 1990, volte a soddisfare le richieste in termini di posti e di accoglienza del pubblico.

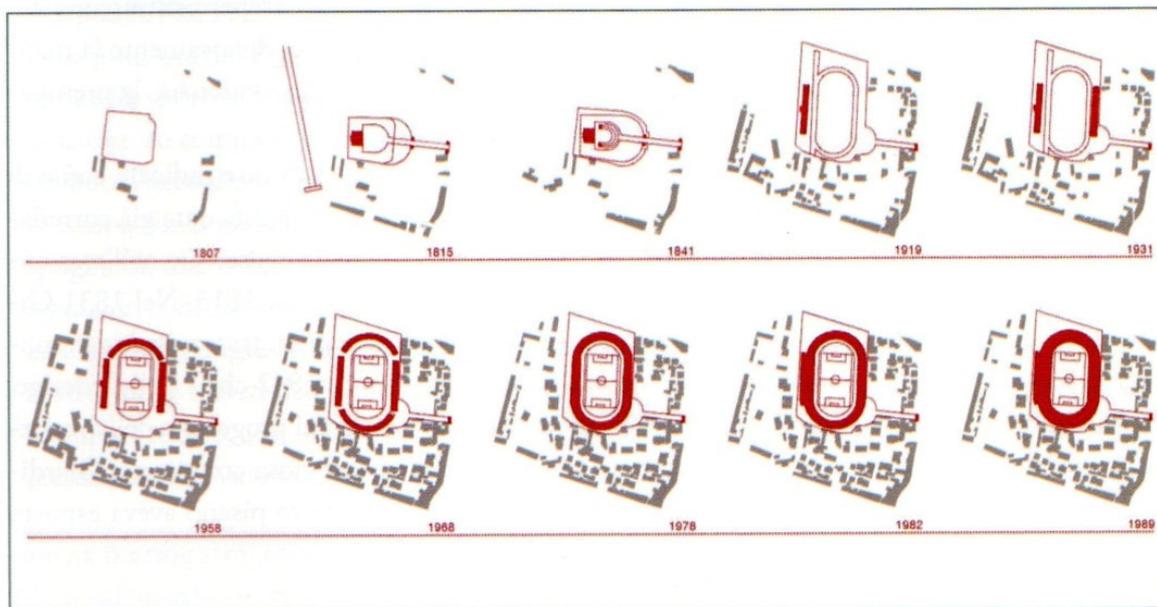


Figura 4.38 – Analisi diacronica dell'Area Arena Garibaldi

Si sono quindi individuate 6 fasi costruttive principali che hanno determinato la struttura attuale dello stadio, a queste è stata associata una lettera e un colore come di seguito riportato:

- A - Prima Tribuna 1931
- B – Curva Nord 1960
- C – Gradinata Curva Sud 1968
- D – Completamento Curve 1978
- E – Nuova tribuna Coperta 1982-85
- F – Ampliamento Gradinate Basse 1990 (Cavalletti in acciaio e gradoni in c.a.p.)
- G – Ampliamento Gradinate Basse 1990 (Gradonate gettati in opera)

L'immagine di seguito riportata (Figura 4.39) della planimetria delle strutture dell'impianto allo stato attuale, che sarà l'oggetto della Tav.1 allegata alla presente relazione, chiarisce la disposizione delle varie strutture; l'immagine successiva (Figura 4.41) contraddistingue con lettera e numero i

vari corpi di fabbrica individuati da giunti di dilatazione e la tabella seguente riporta le caratteristiche metriche degli stessi corpi.

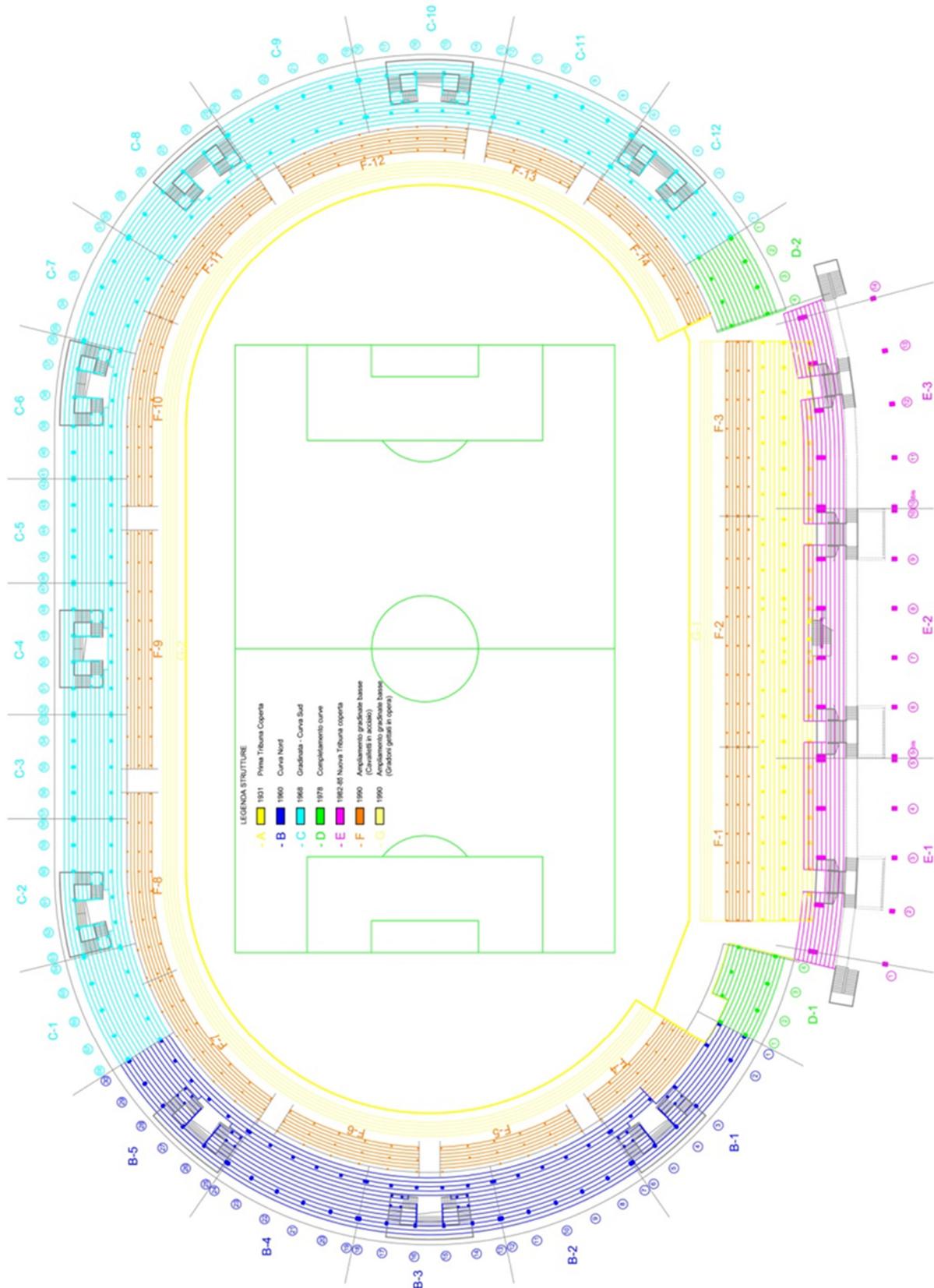


Figura 4.39 – L’Arena Garibaldi allo stato attuale



Figura 4.40 – L’Arena Garibaldi allo stato attuale (vista aerea)

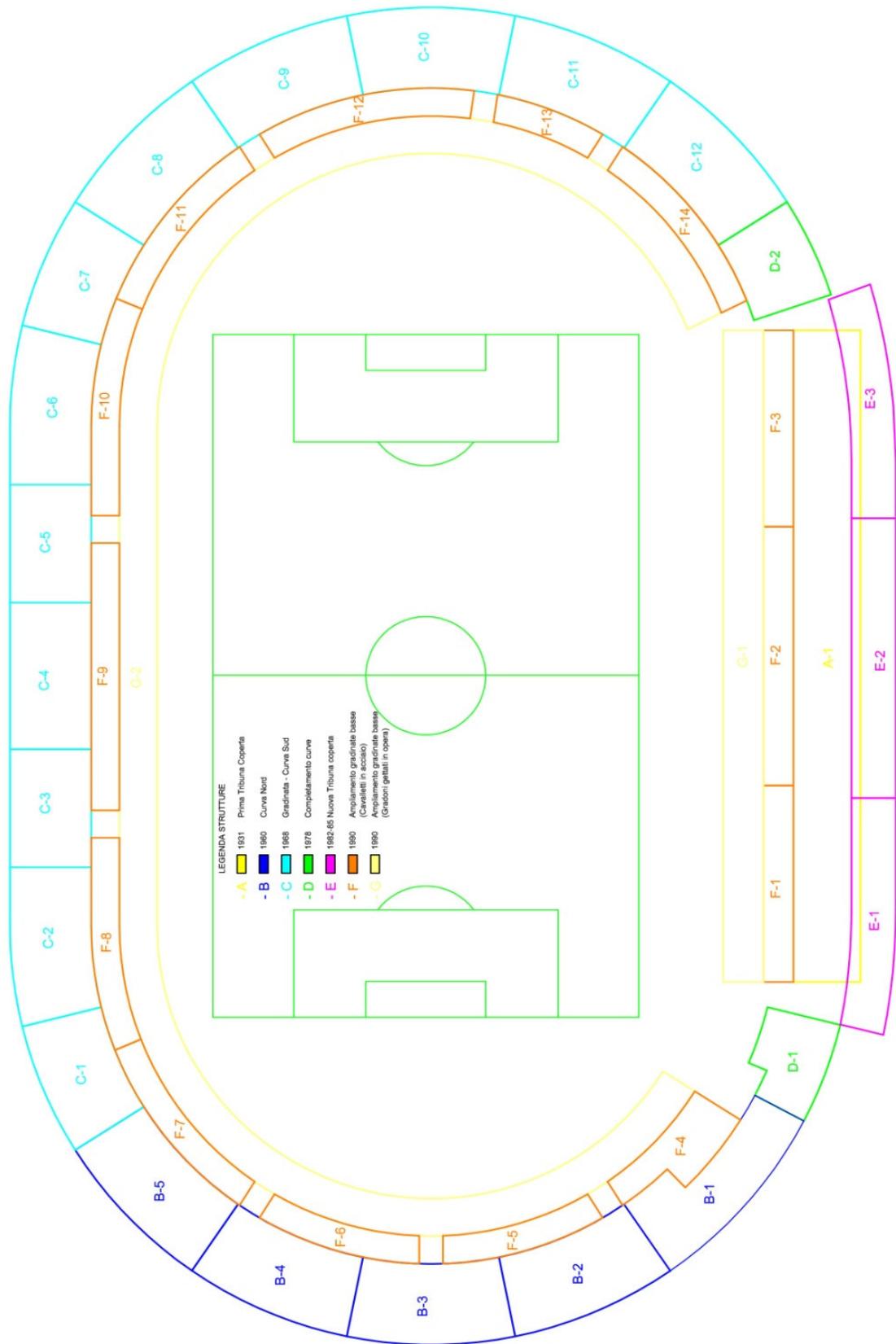


Figura 4.41 – L’Arena Garibaldi allo stato attuale

Struttura	Anno di costruzione	N° Corpi di Fabbrica	N° Totale di Telai	Nome Corpo	N° Telai	Sviluppo in pianta [m ²]
A	1931	1	26	A-1	26	1000
B	1960	5	30	B-1	6	283,6
				B-2	6	289,9
				B-3	6	289,9
				B-4	6	289,9
				B-5	6	292,8
C	1968	12	68	C-1	5	231,9
				C-2	6	286,6
				C-3	5	224,7
				C-4	6	280,9
				C-5	5	224,7
				C-6	6	286,6
				C-7	5	231,9
				C-8	6	289,9
				C-9	6	289,9
				C-10	6	289,9
				C-11	6	289,9
				C-12	6	289,9

D	1978	2	8	D-1	4	152,5
				D-2	4	177,5
E	1982-1985	3	16	E-1	5	240,8
				E-2	6	291
				E-3	5	236,6
F	1990	14	100	F-1	7	138,7
				F-2	10	183,6
				F-3	7	138,7
				F-4	5	135,7
				F-5	6	105,1
				F-6	6	105,1
				F-7	7	127,4
				F-8	8	138,5
				F-9	9	177,2
				F-10	8	142
				F-11	7	125
				F-12	8	139,9
				F-13	5	70,3
				F-14	7	127
G	1990	2	-	G-1	-	615,4

				G-2	-	1818,6
	Totale	39			Totale	11049,5

Tabella 4.1 – L’Arena Garibaldi allo stato attuale

Come si evince dalla Figura 4.41 e dalla Tabella 4.1, i vari interventi sono stati suddivisi a loro volta, grazie ai giunti di dilatazione presenti, in sotto interventi ciascuno coincidente con un singolo corpo di fabbrica ed individuato da una lettera e da un numero progressivo. Tale suddivisione verrà poi ripresa nei successivi capitoli.

Capitolo 5

MATERIALI e LIVELLI DI CONOSCENZA

Come descritto al precedente capitolo 4, sono stati individuati per la struttura in esame 7 interventi diversi per epoca di realizzazione e per tecnologia utilizzata. In relazione a ciascun intervento è stata effettuata un'attenta ricerca documentale volta ad ottenere un adeguato livello di conoscenza della struttura.

Il materiale documentario reperito, allegato alla presente relazione in formato digitale, è stato quindi frutto di approfondite ricerche condotte principalmente presso: l'Archivio del Comune di Pisa, l'Archivio di Stato di Pisa (ASP), l'Archivio del Genio Civile di Pisa, l'Archivio del Laboratorio per le Esperienze dei Materiali da Costruzione della stessa Università di Pisa, e gli archivi delle imprese che sono intervenute nella costruzione dell'impianto.

5.1 Materiali

Con una attenta ricerca si è riusciti a reperire i certificati di prova sui materiali effettuati all'epoca della costruzione della maggior parte dei corpi esistenti. Tali prove sono state eseguite di norma presso il Laboratorio Ufficiale della Università di Pisa (LUUP) ed in un solo caso presso il Laboratorio del Politecnico di Milano, il tutto come riportato nella successiva tabella riassuntiva (Tab5.1), nella quale sono riportate notizie sia dei certificati di prova originari sia delle prove odierne.

Si è infatti proceduto alla pianificazione di prove onde accertare il tipo di materiale utilizzato per i vari interventi, in particolare sono state prelevate n° 26 carote dalle strutture suddivise fra le varie epoche di costruzione in modo da poter avere verifica della qualità dei materiali (solo calcestruzzo data la difficoltà di prelievo dell'acciaio).

Intervento	Tecnologia	Tipo di acciaio	Tipo di cls R _{ck}	Prove originarie		Prove odierne	
				Acciaio	Cls	Acciaio	Cls
A - 1931	C.A.	-	-	SI (Cert. n°32- Anno 1931)	SI (Cert. n°59- 65-68 Anno 1931)	NO	SI (n° 4 carote)
				LUUP			
B - 1960	C.A.	Aq 50	-	NO	SI (Cert. n°588 Anno 1960)	NO	SI (n° 6 carote)
				LUUP			
C - 1968	C.A.	Aq 50	-	SI (Cert. n° 1780 Anno1968)	SI (Cert. n° 1953 Anno 1968)	NO	SI (n° 10 carote)
				LUUP			
D - 1978	C.A.	-	-	NO	NO	NO	SI (n° 4 carote)
E – 1982/5	C.A. + C.A.P.	FeB44k	Portali 350 kg/cm ²	SI (Cert. n°1794/1027) Politecnico Milano	SI (Cert. n°1311- 1743-1807- 1813-1814 1831 Anno1982; n°228-229- 230 231-232- 233 Anno 1983)	NO	SI (n° 2 carote)
		f _{ptk} 170 kg/mm ²	Gradoni 300 kg/cm ² Fondazioni 250 kg/cm ²	SI (Cert. n°341/46) Politecnico Milano			

F - 1990	Acciaio + Elementi Prefabbricati + C.A. Fondazioni	-		-		NO	NO
		Feb44k	Fondazioni 250 kg/cm ²	SI (Cert. n°28 Anno 1991)	SI (Cert. n°26- 60-61 Anno 1991)		
			Strutture Elevazione 350 kg/cm ²				
G - 1990	Getto a terra	-		-		NO	

Tabella 5.1 – Materiali utilizzati nei vari interventi e prove realizzate


R. SCUOLA D'INGEGNERIA
DI PISA
 LABORATORIO SPERIMENTALE
 DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

N° 32

Risultati delle prove a Trazione eseguite su N. 10
 provini di ferro tondo per A.R. provenienti dal lavoro del campo sportivo
 inviati da U. On. Municipio di Pisa (Ufficio Finanze)
 con lettera del 16-VII-1931

N. d'ordine	DIMENSIONI mm.	Sezione mm ²	Carico di snervamento Kg.	Carico massimo Kg.	Carico unitario di snervamento Kg./mm ²	Carico unitario massimo Kg./mm ²	Allungamento di rottura su 100 %	OSSERVAZIONI
1	φ 6	28,3	1100	1560	38,8	54,4	25,0%	
2	-	28,3	1060	1400	36,8	49,5	33,3%	
3	φ 8	50,2	1600	2460	31,8	49,0	32,5%	
4	-	50,2	1690	2500	33,7	49,8	32,5%	
5	φ 16	201,0	5100	7300	26,9	36,7	31,3%	
6	-	201,0	5080	6900	25,7	34,7	31,3%	
7	φ 20	314,0	8260	11700	26,7	37,3	31,5%	
8	-	314,0	10500	16600	33,4	52,8	-	rotta a rottura
9	φ 26	530,9	16600	27000	31,3	50,8	23,8%	
10	-	530,9	16900	27000	31,8	50,8	26,9%	

Pisa, li 16-VII- 1931 (Anno 103)
 Il Direttore del Laboratorio
 L'Esperimentatore *[Signature]*
 Diritti di Laboratorio L. 1033

Figura 5.1 - Certificato n.32 - 1931 (Trazione armature)

R. SCUOLA D'INGEGNERIA :
DI PISA
LABORATORIO SPERIMENTALE
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

53

Risultati delle prove a compressione eseguite su N. 4 provini di calcestruzzo
prelevati al cantiere del Campo del Littorio di Pisa il 10-VII-31
per conto del Comune di Pisa
su richiesta del 15-VII-1931

N. d'ordine	DIMENSIONI cm.	Sezione cm. ²	RESISTENZA						OSSERVAZIONI
			<u>14 giorni</u>		<u>28 giorni</u>		Totale t.	per cm. ² Kg.	
			Totale t.	per cm. ² Kg.	Totale t.	per cm. ² Kg.			
1	16x16	256	33,500	131,0	—	—	—	—	10-VII-31
2	"	256	—	—	10,8	159,5	—	—	10-VII-31 - 7-VIII-31
3	"	256	—	—	11,2	161,0	—	—	
4	"	256	—	—	10,3	157,5	—	—	

Pisa, li 1-VIII-1931 PL

Il Direttore del Laboratorio

L'Esperimentatore

PL

PL

Figura 5.2 - Certificato n.59 - 1931 (Compressione cls)

65

R. SCUOLA D'INGEGNERIA :
DI PISA
 LABORATORIO SPERIMENTALE
 DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Risultati delle prove a compressione eseguite su N. 6 provini in
calcestruzzo di cemento francese del "Cemento Portland"
 per conto del Comune di Pisa
 su richiesta del 11.10.1931 TL

N. d'ordine	DIMENSIONI cm	Sezione cm ²	RESISTENZA						OSSERVAZIONI
			<u>28 giorni</u>						
			Totale t.	per cm ² Kg.	Totale t.	per cm ² Kg.	Totale t.	per cm ² Kg.	
1	16x16	256	63,3	247,5					<u>11.10.1931</u>
2	"	256	60,0	234-					
3	"	256	53,6	209-					
4	"	256	48,9	191					

Pisa, li 9.10.1931 TL

Il Direttore del Laboratorio [Signature] L'Esperimentatore [Signature]

Figura 5.3 - Certificato n.65 - 1931 (Compressione cls)

UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIMENTAZIONI
SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE
Telefono 94-415

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI
DI PISA
DIRITTO DI SEGRETERIA
N. 36277 5886

Certificato N. 588/60
Pd. 6703

Le prove a compressione eseguite su N. quattro provini così dichiarati: di colore nuovo cementazione
 0,400 - Cemento totale 680 delle Cementerie di Livorno 983,00
 da Lavori di costruzione delle nuove gradinate al Campo
 "Arenu Garibaldi"

Approvo del Genio Civile di Pisa
 del 15-6-60 Prot. N. 13615 Ser. II/17 Materiale pervenuto a questo laboratorio il 15-6-60

Tras- suo	DIMENSIONI cm	Area compressa cm ²	RESISTENZA		DATA		OSSERVAZIONI
			totale t	per cm ² kg	della confezione	della prova	
	160x160x16,0	256	90,3	353	20-5-60	18-6-60	
	" "	"	87,3	341	" "	" "	
	" "	"	90,0	351	" "	" "	
	" "	"	87,3	341	" "	" "	

Le facce dei provini a contatto con le piastre della pressa
 sono state rettificare mediante lavorazioni meccaniche.

L'ESPERIMENTATORE
Dott. Ing. Brunetto CARTEI

Cartei

IL RETTORE
Prof. Ing. Letterio F. DONATO

Donato

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Prof. Ing. Letterio F. DONATO

Donato

Pisa, li 23/6/1960

Figura 5.4 - Certificato n. 588/60



UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIENZE
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE
TELEFONO 29-521

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI
DI PISA
DIRITTO DI SEGRETERIA
S.N. 30441

Certificato N. 1780/68
Pp. 19921

Risultati delle prove a trazione eseguite su N. sedici provini così dichiarati: del Richiedente:
Sproni di acciaio fondo de c.c.

provenienti da le armature dell'1° Ampliamento dell'Arena
Garibaldi di PISA

Richiedente: EDIL COSTRUZIONI - PISA
con lettera del 21 Agosto 1968 Materiale pervenuto a questo laboratorio il 21-8-68

N. d'ordine	Contrassegno	DIMENSIONI mm	Sezione mm ²	Carico di sner- vamento Kg	Carico massimo Kg	Carico unitario di sner- vamento Kg/mm ²	Carico unitario massimo Kg/mm ²	Allunga- mento di rottura su 10φ %	Strizione %	OSSERVAZIONI Peso / mm Kg/m ²
1		φ 6,7	35,3	1680	2530	47,6	72,2	21,7		0,259
2		" 6,2	30,2	1650	2610	54,6	86,4	25,0		0,269
3		" 8,1	51,5	2150	3190	41,7	61,9	25,0		0,396
4		" 8,3	54,1	2060	3170	38,1	58,6	28,8		0,440
5		" 10,0	78,5	3350	5050	42,7	64,3	27,0		0,641
6		" 10,2	81,7	2970	4250	36,4	52,0	29,0		0,638
7		" 11,9	111	4100	5450	36,9	49,1	30,8		0,881
8		" 12,0	113	4300	5600	38,1	49,6	30,8		0,875
9		" 14,1	156	5250	7550	33,7	48,4	30,7		1,215
10		" 14,0	154	5400	7550	35,1	49,0	32,1		1,214
11		" 15,9	199	6000	9200	30,1	46,2	27,5		1,553
12		" 16,1	204	6150	9200	30,1	45,1	27,5		1,550
13		" 19,8	308	12800	19950	41,6	64,8	22,5		2,395
14		" 19,9	311	13800	20200	44,4	65,0	21,0		2,406
15		" 25,8	523	18500	28350	35,4	54,2	22,7		4,032
16		" 25,8	523	17800	28200	34,0	53,9	22,3		4,012

56100 Pisa, li 31/9/ 1968

L'ESPERIMENTATORE
Dott. Ing. Gabriele BIANCHI
G. Bianchi

IL DIRETTORE
CL

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Dott. Ing. Brunetto CARTEI
D.L.

Figura 5.5 - Certificato n. 1780/68 (Trazione armature)



UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIENZE
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE.
56100 PISA - TELEF. 29.521

Certificato N. 1953/68
Pp. 20/24

ultati delle prove a compressione eseguite su N. otto provini di conglomerato cementizio così dichiarati dal Richiedente:
 fezionati con 350 kg/mc di cemento tipo 730 Cementix i provini di n° d'or-
 dine 1, 2, 3, 4, 5 e 6, con 300 kg/mc di cemento tipo
30 Cementix i provini di n° d'ordine 7 e 8 -
 venienti da i operti delle fondazioni e delle strutture di elevazione
dell' Arena Garibaldi - Pisa -

Richiedente: Impresa Edil Costruzioni - Pisa -
 lettera del 20-9-68 Materiale pervenuto a questo laboratorio il 20-9-68
 modalità di rettifica delle facce: lavorazione meccanica.

N. d'ordine	Contras- segno	DIMENSIONI cm	Area compressa cm ²	RESISTENZA		DATA		OSSERVAZIONI
				totale t.	per cm ² kg	della confezione	della prova	
1		16,4 x 15,6 x 16,3	256	82,5	322	20-8-68	23-9-68	TRAVI GIUNTO 7
2		16,5 x 16,0 x 15,7	264	78,5	297	"	"	" "
3		16,6 x 16,0 x 15,6	266	83,5	314	"	"	" "
4		17,0 x 15,3 x 15,8	260	93,0	358	"	"	" "
5		16,0 x 16,0 x 15,9	256	149,0	582	16-7-68	"	GETTO PILASTRI TRAVE
6		16,0 x 16,0 x 16,0	256	148,5	580	"	"	" "
7		16,0 x 16,0 x 15,8	256	128,0	500	"	"	GETTO FONDAZIONE TRAVE
8		16,0 x 16,0 x 15,9	256	134,0	523	"	"	" "
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								



Pisa, li 24.9/ 1968

L'ESPERIMENTATORE
Dott. Ing. Gabriella BIANCHI

DEL RETTORE
V.lli

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Dott. Ing. AUDO CARLOTTI

Figura 5.6 - Certificato n. 1953/68 (Compressione cls)



UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIMENTAZIONI
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE
56100 PISA - TELEF. 050-501001

Certificato N. 228/83
Pp. 45072/1

Risultati delle prove a compressione eseguite su n° dodici provini di conglomerato cementizio così dichiarati dal Richiedente
 provenienti dal cantiere Arena Garibaldi di Pisa, Getto dei cavalletti

Richiedente: GAMBOGI COSTRUZIONI S.p.A. - Pisa
 Lettera di richiesta: 1-2-1983 Rif. GL/lc Materiale pervenuto a questo laboratorio il 2-2-83
 Modalità di spianatura delle facce compresse: rettifica meccanica

n° d'ordine	Contrassegno	PESO [Kg]	DIMENSIONI (l x l x h) [cm]	AREA compressa [cm²]	RESISTENZA		DATA	
					totale [t]	per cm² [Kg]	dichiarata della confezione	della prova
1	B	8.070	15.0X15.0X14.9	225.0	112.0	497.7	4-10-82	3-2-83
2	"	8.090	15.0X15.0X14.9	225.0	106.5	473.3	"	"
3	"	8.280	15.0X15.0X14.9	225.0	159.0	706.6	8-10-82	"
4	"	8.260	15.0X15.0X14.9	225.0	151.0	671.1	"	"
5	"	8.040	15.0X15.0X14.9	225.0	132.5	588.8	13-10-82	"
6	"	8.280	15.0X15.0X14.9	225.0	151.0	671.1	"	"
7	"	8.180	15.0X15.0X14.9	225.0	125.0	555.5	22-10-82	"
8	"	8.220	15.0X15.0X14.9	225.0	137.0	608.8	"	"
9	"	8.080	15.0X15.0X14.9	225.0	111.0	493.3	25-10-82	"
10	"	8.080	15.0X15.0X14.9	225.0	114.0	506.6	"	"
11	"	8.050	15.0X15.0X14.9	225.0	117.0	520.0	3-11-82	"
12	"	8.050	15.0X15.0X14.9	225.0	107.5	477.7	"	"

Elaborazione elettronica dei dati. L'ultima cifra è approssimata per difetto. Pisa, li 30 / 3 / 19 83

L'ESPERIMENTATORE
 Prof. Ing. Ernesto CARTEI
 Diritti di Laboratorio L/AP

p. IL RETTORE

p. IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
 Prof. Ing. Natale GUCCI

RV

Figura 5.7 Certificato n. 228/83 (Compressione cls portali)

Certificato N. 229/83

Pp. 45072/2

UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIENZE
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE
56100 PISA - TELEF. 050-501001

Risultati delle prove a compressione eseguite su N. 24 provini di conglomerato cementizio così dichiarati dal Richiedente classe _____ confezionati con _____ di cemento tipo _____

provenienti dal cantiere Arena Garibaldi di Pisa - Getto pensiline _____

Richiedente: GAMBOGI COSTRUZIONI S.p.A. - Pisa
con lettera del 1-2-1983 Rif. GL/lc _____ Materiale pervenuto a questo laboratorio il 2-2-83 _____

Modalità di spianatura delle facce compresse: rettifica meccanica
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

N. ordine	Contrassegno	PESO Kg	DIMENSIONI cm	Area compressa cm ²	RESISTENZA		DATA	
					totale t	per cm ² kg	dichiarata della confezione	della prova
1	C	8.160	15.0X15.0X14.9	225.0	159.0	705.6	24-9-82	3-2-83
2	"	8.240	15.0X15.0X14.9	225.0	162.0	720.0	"	"
3	"	8.220	15.0X15.0X14.9	225.0	156.5	695.5	13-10-82	"
4	"	8.240	15.0X15.0X14.9	225.0	146.5	651.1	"	"
5	"	8.220	15.0X15.0X14.9	225.0	152.0	675.5	16-10-82	"
6	"	8.230	15.0X15.0X14.9	225.0	185.0	822.2	"	"
7	"	8.270	15.0X15.0X14.9	225.0	147.5	655.5	21-10-82	"
8	"	8.330	15.0X15.0X14.9	225.0	145.0	644.4	"	"
9	"	8.030	15.0X15.0X14.9	225.0	129.5	575.5	25-10-82	"
10	"	8.130	15.0X15.0X14.9	225.0	135.5	602.2	"	"
11	"	8.000	15.0X15.0X14.9	225.0	149.0	662.2	28-10-82	"
12	"	8.050	15.0X15.0X14.9	225.0	131.0	582.2	"	"
13	"	8.020	15.0X15.0X14.9	225.0	150.0	666.6	2-11-82	"
14	"	8.130	15.0X15.0X14.9	225.0	137.0	608.8	"	"
15	"	8.050	15.0X15.0X14.9	225.0	135.0	600.0	5-11-82	"
16	"	8.140	15.0X15.0X14.9	225.0	130.5	580.0	"	"

P. IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Prof. Ing. Notale GUCCI

RV /AP

Seguito del Certificato N. 229/83

- 2 - Pp. 45072/2

UNIVERSITÀ DI PISA
LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIENZE
DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE
56100 PISA - TELEF. 050-501001

N. ordine	Contrassegno	PESO Kg	DIMENSIONI cm	Area compressa cm ²	RESISTENZA		DATA	
					totale t	per cm ² kg	dichiarata della confezione	della prova
7	C	7.980	15.0X15.0X14.9	225.0	130.5	580.0	8-11-82	3-2-83
8	"	8.050	15.0X15.0X14.9	225.0	137.0	608.8	"	"
9	"	8.090	15.0X15.0X14.9	225.0	131.5	584.4	12-11-82	"
10	"	8.170	15.0X15.0X14.9	225.0	174.0	773.3	"	"
11	"	8.260	15.0X15.0X14.9	225.0	140.5	624.4	16-11-82	"
12	"	8.230	15.0X15.0X14.9	225.0	146.0	648.8	"	"
13	"	8.080	15.0X15.0X14.9	225.0	128.0	568.8	20-11-82	"
14	"	8.250	15.0X15.0X14.9	225.0	181.5	806.6	"	"

Figura 5.8 - Certificato n. 229/83 (Compressione cls nervature pensilina)

982550



POLITECNICO DI MILANO

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE

LABORATORIO PROVE MATERIALI

PIAZZA LEONARDO DA VINCI 32



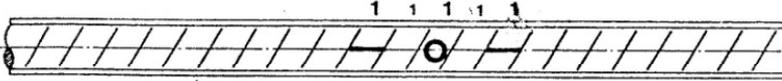
CERTIFICATO DI PROVA n° 1794/1027 Milano, 12/5/1982

Richiedente: PREDALVA - ACCIAIERIE E FERRIERE - PIANCAMUNO
 Domanda: 15/4/82

PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'

di acciaio per barre ad aderenza migliorata per c.a. a sensi del Decreto Ministeriale
 26 Marzo 1980

Un incaricato di questo Dipartimento si è recato senza preavviso presso lo stabilimento
 Piancamuno della Soc. Acc. e Ferr. Predalva il giorno 15/4/82
 dove ha preso visione del materiale inerente al collaudo ed ha provveduto al prelievo
 casuale dei campioni da sottoporre a prova, dichiarati
 "acciaio ad aderenza migliorata, tipo Fe B 44 k, laminato a caldo in barre",
 contraddistinti dal marchio di laminazione sottoindicato.




Le prove sono state eseguite dal tecnico di questo Dipartimento, presso lo stabilimento
 del Richiedente, il giorno stesso del prelievo, previa verifica della idoneità delle
 macchine di prova (taratura eseguita da questo Laboratorio in data 5/1/81).

I risultati delle prove sono riportati nel tabulato allegato, dove compaiono anche i
 risultati delle prove relative ai prelievi effettuati anteriormente al 15/4/82 ;
 che figurano anche nel precedente certificato n°1658/858 in data 29/4/82 .
 Si adottano le unità di misura SI (MPa = N/mm² = 0,102 kgf/mm²).

La determinazione dei valori caratteristici rispettivamente f_{yk} ed f_{tk} della tensio-
 ne di snervamento e della tensione di rottura è stata eseguita secondo le indicazioni
 dell'allegato 4 del citato decreto; il valore del fattore k, funzione di n, è stato
 ottenuto interpolando linearmente i dati riportati sul prospetto I dell'allegato 8 ed
 approssimando per eccesso la seconda cifra decimale.

I valori caratteristici ottenuti sono i seguenti:

- data prelievo	15/4/82	Accompagnamento	3490
- f_{yk} =	468	del	MPa
- f_{tk} =	728	agli atti della Società.	MPa

PREDALVA ACCIAIERIE E FERRIERA
 LO SPERIMENTATORE



IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO

Carlo Urbani



Figura 5.9 - Certificato n. 1794/1027 (Armature c.a.)



POLITECNICO
MILANO

POLITECNICO DI MILANO
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE
LABORATORIO PROVE MATERIALI
PIAZZA LEONARDO DA VINCI 32



CERTIFICATO DI PROVA n° 341/46 Milano, 3/11/1982

Richiedente: REDAELLI TECNASUD = NAPOLI
 Domanda: 11/10/82 Prot. 577 RAG. LA/al

PROVE DI QUALIFICAZIONE

di acciaio per strutture in cemento armato precompresso a sensi del Decreto Ministeriale
 26 Marzo 1980.

Un incaricato di questo Dipartimento si è recato senza preavviso presso lo stabilimento di
 Caviano della Soc. Redaelli Tecnasud nei giorni 22/10 e 23/10/82
 dove ha preso visione del materiale inerente al collaudo ed ha provveduto al prelievo
 casuale dei campioni da sottoporre a prova, dichiarati: "filo cap Ø 7,00 mm a basso ri-
 lassamento;

$f_{ptk(0,2)} = 150 \text{ kg/mm}^2$; $f_{ptk} = 170 \text{ kg/mm}^2$; $E_p = 21000 \text{ kg/mm}^2$;

-caduta di tensione per rilassamento $\sigma = 0,75 f_{ptk}$; $r \leq 2,2\%$ a 1000 ore; $r \leq 2,5\%$ a 2000 ore".

Le prove sono state eseguite dal tecnico di questo Dipartimento presso lo stabilimento
 del Richiedente, il giorno stesso del prelievo, previa verifica della idoneità delle
 macchine di prova, (taratura eseguita da questo Laboratorio in data 8/6/81).

I risultati delle prove sono riportati nel tabulato allegato.

Si adottano le unità di misura SI ($\text{MPa} = \text{N/mm}^2 = 0,102 \text{ kgf/mm}^2$).

La determinazione dei valori caratteristici rispettivamente $f_{p(0,2)k}$ ed f_{ptk} della
 tensione di snervamento e della tensione di rottura è stata eseguita secondo le indi-
 cazioni dell'allegato 3 del citato decreto; il valore del fattore k, funzione di n, è
 stato ottenuto interpolando linearmente i dati riportati sul prospetto I dell'allega-
 to 8 ed approssimando per eccesso la seconda cifra decimale.

I valori caratteristici ottenuti sono i seguenti :

- data prelievo : 22/10/82 e 23/10/82;
- lotto di fabbricazione : 2S,4S, 7S, 10S; 131S, 181S, 211S, 251S, 29S, 30S;
- $f_{p(0,2)k} = 1601 \text{ MPa}$
- $f_{ptk} = 1761 \text{ MPa}$

LO SPERIMENTATORE

Luca...

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO

V° IL RETTORE DEL POLITECNICO

[Signature]

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO




Figura 5.10 - Certificato n. 341/46 (Fili per cavi da c.a.p.)

Le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati nei vari interventi di costruzione della struttura esistente, desunte dai certificati originari di prova sopra mostrati (Figure 5.1 – 5.10), sono dunque riassunte nella seguente tabella.

CORPI	Anno	Certificati originari	
		f_{cm}	f_{ym}
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
A	1931	16,12	316,1
B	1960	28,22	-
C	1968	33,9	387,8
D1	1978	-	-
D2		-	-
E2	1982-5	38,18	468

Tabella 5.2 – Proprietà dei materiali ottenute dai certificati originari di prova

Come mostrato in Tabella 5.1, sono stati poi effettuati da parte del Laboratorio Ufficiale per le Esperienze sui Materiali da Costruzione (Centro Interdipartimentale dell'Università di Pisa) 26 carotaggi volti a fornire informazioni sul calcestruzzo di ciascun intervento strutturale soggetto alla verifica di vulnerabilità (ovvero precedente al 1984). La disposizione dei prelievi, determinata in modo da coprire le varie zone sopra definite, è infine riportata nella seguente pianta (Figura 5.11), che sarà l'oggetto della Tav.4 allegata alla presente relazione.

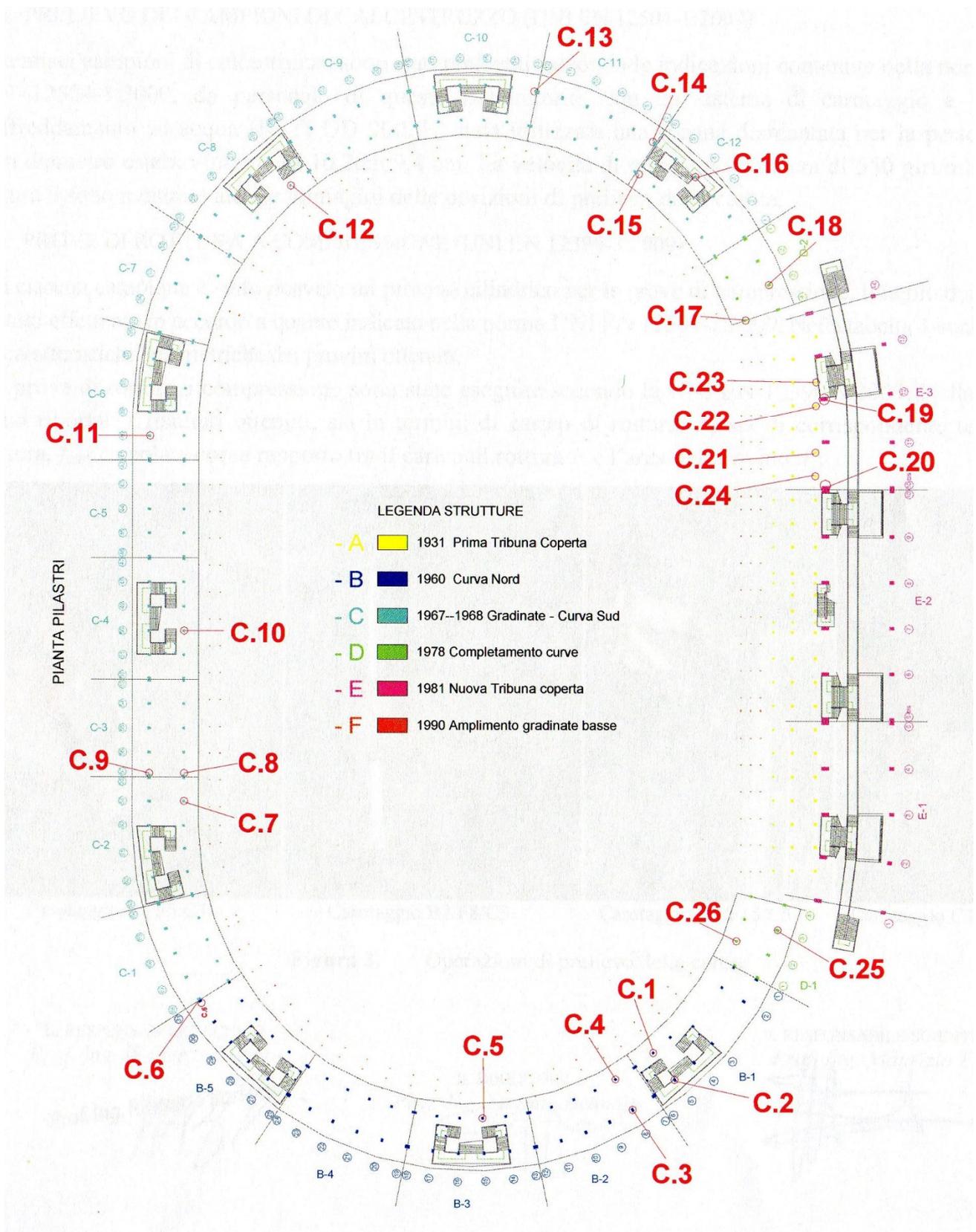


Figura 5.11 – Ubicazione in pianta dei carotaggi eseguiti

I risultati ottenuti dalle prove sopra descritte sono riportati nel Certificato n°77/2014 del Laboratorio Ufficiale per le Esperienze sui Materiali da Costruzione (Centro Interdipartimentale dell'Università di Pisa) allegato alla presente relazione e di seguito in parte riportato (Figura 5.12).

	LABORATORIO UFFICIALE PER LE ESPERIENZE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE CENTRO INTERDIPARTIMENTALE DELL'UNIVERSITÀ DI PISA	Rapporto di prova N° 74/14
		Pagina 5/5

Tabella 2. Risultati delle prove di rottura a compressione.

N°	Contrassegno provino	Dimensioni (1)		A_c [[d/2] ² · π] [cm ²]	Carico di rottura		Condizioni superficiali provino (2)	Tipo di rottura (3)	Data della prova
		d [cm]	h [cm]		F [kN]	f_{car} [N/mm ²]			
1	B1/F5/C1	9,3	18,6	67,9	208	30,6	A	S	18/04/14
2	B1/F5/C2	9,3	18,7	67,9	218	32,1	A	S	18/04/14
3	B2/F8/C3	9,3	18,7	67,9	182	26,8	A	S	18/04/14
4	B2/F8/C4	9,3	18,6	67,9	128	18,8	A	S	18/04/14
5	B3/F15/C5	9,3	18,7	67,9	162	23,8	A	S	18/04/14
6	B5/F31/C6	9,3	18,6	67,9	96	14,1	A	S	18/04/14
7	C2/F59/C7	9,3	18,6	67,9	278	40,9	A	S	18/04/14
8	C3/F57/C8	9,3	18,6	67,9	192	28,3	A	S	18/04/14
9	C3/F57/C9	9,3	18,7	67,9	122	18,0	A	S	18/04/14
10	C4/F50/C10	9,3	9,3	67,9	126	18,5	A	S	18/04/14
11	C6/F40/C11	9,3	18,6	67,9	128	18,8	A	S	18/04/14
12	C8/F26/C12	9,3	18,6	67,9	222	32,7	A	S	18/04/14
13	C10/F13/C13	9,3	18,7	67,9	160	23,6	A	S	18/04/14
14	C11/F7/C14	9,3	18,6	67,9	218	32,1	A	S	18/04/14
15	C12/F6/C15	9,3	9,3	67,9	142	20,9	A	S	18/04/14
16	C12/F4/C16	9,3	18,7	67,9	128	18,8	A	S	18/04/14
17	D2/F4/C17	9,3	9,4	67,9	140	20,6	A	S	18/04/14
18	D2/F3/C18	9,3	18,7	67,9	122	18,0	A	S	18/04/14
19	E3/F12/C19	9,3	18,7	67,9	206	30,3	A	S	18/04/14
20	E3/F10bis/C20	9,3	18,6	67,9	332	48,9	A	S	18/04/14
21	A1/P6/C21	9,3	18,7	67,9	56	8,2	A	S	18/04/14
22	A1/P4/C22	9,3	18,6	67,9	38	5,6	A	S	18/04/14
23	A1/P3/C23	9,3	18,7	67,9	58	8,5	A	S	18/04/14
24	A1/P7/C24	9,3	18,6	67,9	94	13,8	A	S	18/04/14
25	CU/C25	9,3	18,7	67,9	129	19,0	A	S	18/04/14
26	CU/C26	9,3	18,8	67,9	200	29,4	A	S	18/04/14

(1) Le dimensioni e la massa dei provini sono state determinate dopo la rettifica delle facce compresse. Nel caso di cappatura con malta di zolfo, la massa e le dimensioni sono quelle della parte in calcestruzzo del provino.

(2) **A** = asciutto; **B** = bagnato.

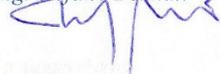
(3) **S** = soddisfacente; **NS(n)** = non soddisfacente secondo la modalità tipo n indicata nella figura 4 della UNI EN 12390-3.

IL RESPONSABILE TECNICO
Prof. Ing. Walter Salvatore

Prof. Ing. Riccardo Barsotti



IL DIRETTORE
Prof. Ing. Stefano Bennati



IL RESPONSABILE SCIENTIFICO
Prof. Ing. Maurizio Froli



Figura 5.12 – Certificato n°74/2014 (Risultati prove a compressione)

CORPI	Anno	Carotaggi odierni
		f_{cm} [N/mm ²]
A	1931	9,03
B	1960	24,37
C	1968	24,59
D1	1978	24,2
D2		17,55
E2	1982-5	39,6

Tabella 5.3 – Resistenza a compressione del calcestruzzo ottenute dai carotaggi

5.1.1 Confronto dei risultati delle prove di verifica dei materiali

Oltre alle prove sopra descritte, su gran parte delle strutture sono state effettuate prove sclerometriche in occasione del collaudo statico redatto in funzione della agibilità delle strutture da parte del Prof. Ing. Luca Sanpaolesi (1986).

In generale le prove di compressione originarie, quelle sclerometriche e le odierne carote presentano risultati fra loro coerenti (Tabella.5.4).

CORPI	Anno	Certificati originari	Prove sclerometriche	Carotaggi odierni
		f_{cm} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]
A	1931	16,12	28,7	9,03
B	1960	28,22	35	24,37
C	1968	33,9	30,3	24,59
D1	1978	-	36,52	24,2
D2		-	38,18	17,55
E2	1982-5	38,18	-	39,6

Tabella 5.4 – Confronto qualità dei materiali

Tuttavia si sono trovati risultati di scarsa resistenza sulla tribuna preesistente la tribuna coperta ed oggi in questa inglobata (corpo A1) per la quale si hanno risultati di resistenza dalle carote dell'ordine di resistenza cilindrica di 9 N/mm² contro una resistenza media cilindrica dei cubetti di prova originari di 16 N/mm² (corrispondente a resistenza cilindrica in opera di 13.7 N/mm²).

Su questa parte di struttura non sia hanno le prove sclerometriche del 1986.

Lo scrivente ha provveduto pertanto ad effettuare una serie di prove sclerometriche in tre punti prossimi alla zona del prelievo carote con 12 battute, scarto dei due risultati più alto e più basso e

media delle restanti 10. Tali prove hanno fornito i risultati inseriti nella tabella generale sopra riportata (Tab.5.4).

A fronte dei risultati ottenuti si è pertanto deciso, per quanto riguarda il calcestruzzo, di inserire nelle modellazioni ed analisi seguenti, dove presenti (Corpi B, C ed E), i dati di resistenza originari di progetto afflitti dai consueti fattori riduttivi di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza per la corretta applicazione delle NTC 2008.

Per la zona del corpo A1 per la quale si hanno come evidenziato risultati delle prove a compressione sulle carote inferiori a quelli di progetto originari, si sono operate verifica sia statica che sismica con i dati desunti dalle odierne prove di laboratorio.

In particolare la verifica con progetto simulato per i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 ha ottenuto risultati accettabili alla luce della normativa vigente all'epoca della costruzione che appare più cautelativa in termini di tensioni ammissibili della attuale vigente; inoltre la valutazione della resistenza al sisma (effettuata sia con i dati di resistenza di progetto che con quelli desunti dalle prove odierne) ha evidenziato solo una modesta riduzione del periodo di ritorno del sisma di capacità limite della struttura.

Anche per quanto riguarda i corpi D1 e D2 non essendo stato possibile reperire i certificati originari di prova sono stati a loro volta utilizzati i dati desunti dalle odierne prove di laboratorio.

Per le proprietà meccaniche delle barre di armatura sono stati utilizzati, dove presenti (Corpi A, C ed E), i dati di resistenza originari di progetto afflitti dai consueti fattori riduttivi di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza per la corretta applicazione delle NTC 2008. Dove non è stato possibile reperire i certificati originari di prova (Corpi B e D) sono stati utilizzati i valori minimi delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio da armatura reperite nelle normative dell'epoca a loro volta afflitti dai consueti fattori riduttivi di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza per la corretta applicazione delle NTC 2008.

Le considerazioni fin qui svolte portano quindi alla individuazione dei valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali da utilizzare nello studio riportati nella seguente Tabella 5.5 (valori che andranno poi ridotti attraverso i rispettivi fattori di confidenza e coefficienti parziali di sicurezza per la corretta applicazione delle NTC 2008).

CORPI	Anno	ClS	Acciaio da c.a.	Acciaio da c.a.p.	
		f_{cm}	f_{ym}	$f_{p(0,2)m}$	f_{ptm}
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
A	1931	9,03	316,1	non presente	
B	1960	28,22	270	non presente	
C	1968	33,9	387,8	non presente	
D1	1978	24,2	320	non presente	
D2		17,55	320	non presente	
E2	1982-5	38,18	468	1601	1761

Tabella 5.5 – Valori medi proprietà meccaniche dei materiali utilizzati nello studio di vulnerabilità

5.2 Livello di conoscenza

Il livello di conoscenza così ottenuto per le strutture in esame, combinando le informazioni riguardanti i progetti ed i materiali sulla base dell'indicazioni normative descritte al cap.3, è dunque riassunto nella seguente tabella

CORPO	ANNO	DOCUMENTAZIONE				Livello di Conoscenza
		Certificati acciaio	Certificati cls	Carote cls	Disegni	
A	1931	X	X	X	NO	LC1
B1	1960	NO	X	X	INCOMPLETI	LC1
B2 -B4	1960	NO	X	X	INCOMPLETI	LC1
B3	1960	NO	X	X	INCOMPLETI	LC1
B5	1960	NO	X	X	INCOMPLETI	LC1
C3 - C5	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C1 - C7	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C4	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C2-C6	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C8-C12	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C10	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
C11 - C9	1968	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
D1	1978	NO	NO	X	NO	LC1
D2	1978	NO	NO	X	NO	LC1
E2	1982-1985	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
E1	1982-1985	X	X	X	INCOMPLETI	LC2
E3	1982-1985	X	X	X	INCOMPLETI	LC2

Tabella 5.6 – Livello di conoscenza

Capitolo 6

ANALISI DELLA STRUTTURA ESISTENTE

L'accurata ricognizione delle strutture descritte al capitolo 4 ha permesso di evidenziare 7 interventi diversi per epoca di realizzazione e per tecnologia utilizzata che grazie ai giunti di dilatazione presenti si suddividono a loro volta in corpi di fabbrica ciascuno individuato da una lettera legata all'epoca di costruzione, e da un numero progressivo relativo al corpo di fabbrica (Figura 6.1).

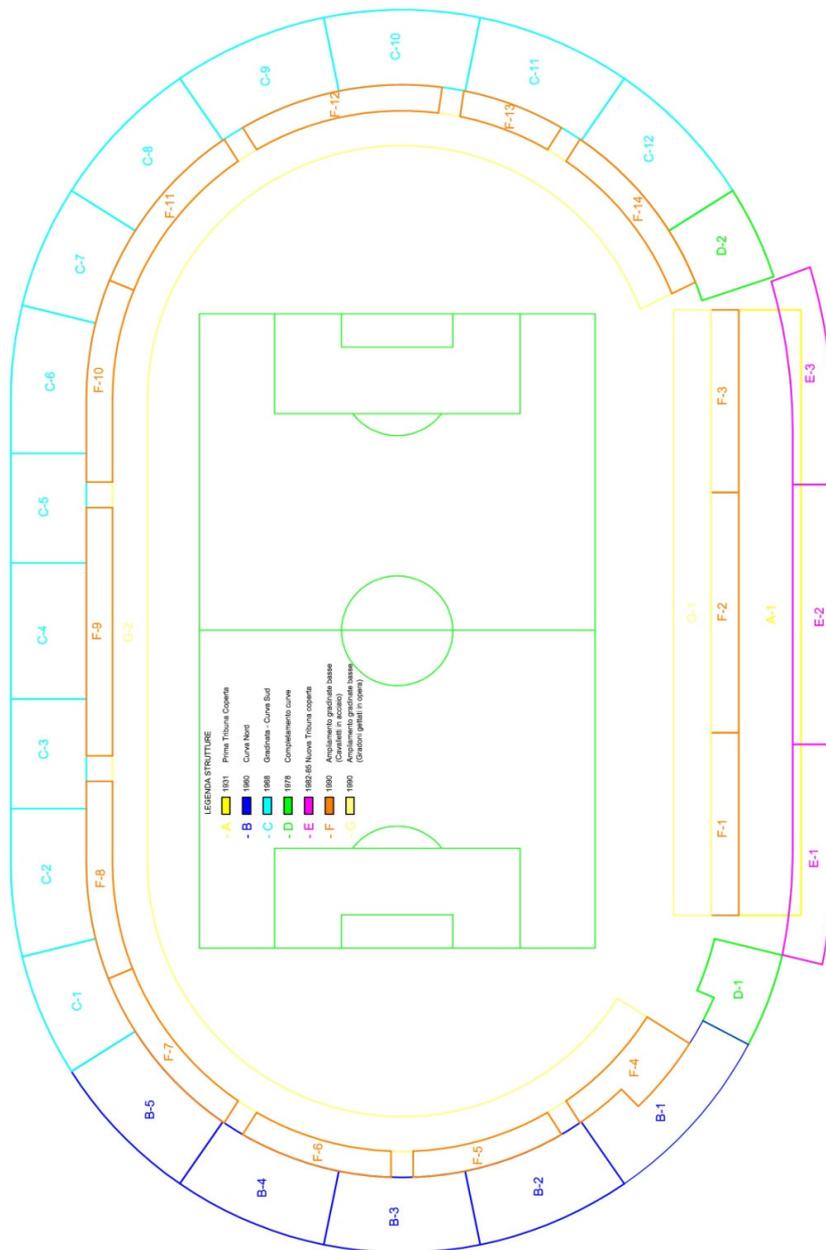


Figura 6.1 – L’Arena Garibaldi allo stato attuale

Alcuni di tali corpi di fabbrica sono fra loro uguali e della stessa epoca e quindi i 39 corpi di fabbrica sono raggruppabili per uguaglianza di misure e tipologia costruttiva in 10 tipi (le tribune basse in acciaio sono raggruppate in un unico tipo).

Si è quindi proceduto a eseguire una valutazione delle sollecitazioni derivanti dalle ipotesi di carico come da NTC 2008 sia per i carichi statici che per le azioni da sisma.

L'analisi è stata limitata ai corpi di fabbrica ritenuti esemplificativi delle varie tipologie e più esattamente:

- Corpo A-1 (l'unico dell'intervento del 1931) con progetto simulato
- Corpo C-3 (C-5), Corpo C-4 e Corpo C-11 (C-9) per l'intervento del 1968
- Corpo D-1 e Corpo D-2 con progetto simulato per l'intervento del 1978
- Corpo E-2 per l'intervento 1982-1985

il tutto come riassunto nella seguente tabella

CORPO	Anno	Descrizione	Modellazione	Livello di Conoscenza
A1	1931	26 telai in rettilineo	SI con Progetto Simulato	LC1
B1	1960	6 telai in curva con corpo scala e con particolarità	SI	LC1
B2 - B4		6 telai in curva	SI	LC1
B3		6 telai in curva con corpo scala	Comportamento assimilabile ai corpi B2-B4	LC1
B5		6 telai in curva con corpo scala		LC1
C3 - C5		1968	5 telai in rettilineo	SI
C1 - C7	5 telai in curva		Comportamento assimilabile ai corpi C3-C5	LC2
C4	6 telai in rettilineo con corpo scale		SI	LC2
C2-C6	3 telai in rettilineo e 3 in curva con corpo scala		Comportamento assimilabile al corpo C4	LC2
C8-C12	6 telai in curva con corpo scala estremità			LC2
C10	6 telai in curva con corpo scala centrale			LC2
C11 - C9	6 telai in curva		SI	LC2
D1	1978		Curva Nord 4 telai con particolarità	SI con Progetto Simulato
D2		Curva Sud 4 telai	SI con Progetto Simulato	LC1
E2	1982-5	Tribuna coperta 6 telai in rettilineo	SI	LC2
E1		Tribuna coperta 3 telai in rettilineo e 2 in curva	Comportamento assimilabile al corpo E2	LC2
E3		Tribuna coperta 2 telai in rettilineo e 3 in curva		LC2

Tabella 6.1 – Modelli realizzati

Le tribune basse (ex pista di atletica) in acciaio (1990) non sono state analizzate data l'epoca di costruzione posteriore alla zonizzazione sismica dell'area pisana (1982); sono state comunque esaminate in rapporto alla controventatura inserita dopo la costruzione.

La modellazione agli elementi finiti dei corpi sopra indicati è stata effettuata con programma SISMICAD v.12.3 che, dotato di post processore, ha permesso di effettuare le verifiche ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa il tutto integrato da verifiche locali per gli elementi di non affidabile modellazione sul programma SISMICAD.

Le analisi numeriche sono state eseguite nelle ipotesi di:

- a) efficace incastro a terra delle strutture di fondazione
- b) orizzontamenti (sedute e spalliere) capaci di assicurare spostamenti identici fra i telai collegati

La ricognizione e le analisi effettuate hanno comunque messo in luce alcuni elementi di criticità sistemati rappresentati dai giunti di dilatazione non rispondenti alle indicazioni della NTC 2008 e quindi non rispondenti alle necessità deformative, in caso di sisma, delle strutture e dai parapetti anch'essi non rispondenti alle indicazioni delle NTC 2008.

I risultati delle analisi eseguite sono riportati in parte nei successivi capitoli e nei fascicoli dei calcoli allegati al presente lavoro.

6.1 Tribuna Inferiore (1931)

6.1.1 Descrizione della struttura

Quello che resta delle strutture del vecchio campo del littorio realizzate nel 1931 su progetto dell'Arch. Federigo Severini è l'attuale settore di tribuna inferiore dello stadio comprendente al suo interno anche i locali adibiti a spogliatoi, uffici, lavanderia, magazzini e altre attività.

Non essendo stato possibile reperire il progetto originario, la struttura è stata quindi rilevata allo stato attuale.

La struttura risulta così essere simmetrica e costituita da 26 telai piani in cemento armato, per una lunghezza complessiva di circa 100,2 m, con interasse dei telai di circa 4m ad eccezione della zona centrale in prossimità della antica tribuna autorità e dell'attuale ingresso al campo di gioco, in cui si ha un infittimento, in quanto un tempo si accedeva, attraverso un corpo scale situato in tale zona, alla tribuna autorità stessa

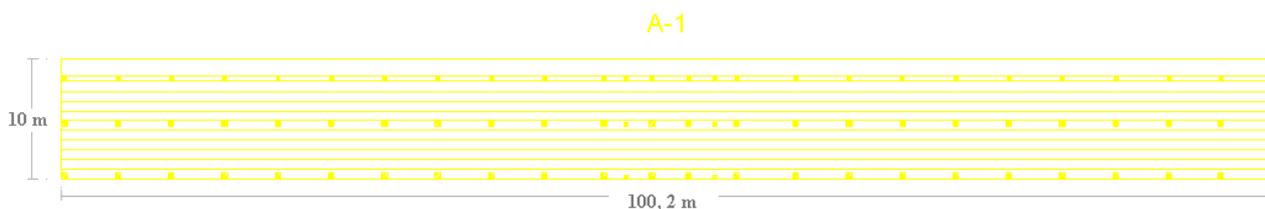


Figura 6.2 – Pianta pilastri tribuna coperta inferiore

Ogni telaio trasversale risulta costituito da 3 pilastri, i due di altezza maggiore hanno sezione 45x45 ed interasse 4,40 m, mentre il pilastro più basso, lato campo da gioco, ha sezione 30x30 e dista 3,62 m dal pilastro centrale (Figura 6.3). I pilastri sono poi collegati in sommità da una trave inclinata di sezione 30x70.

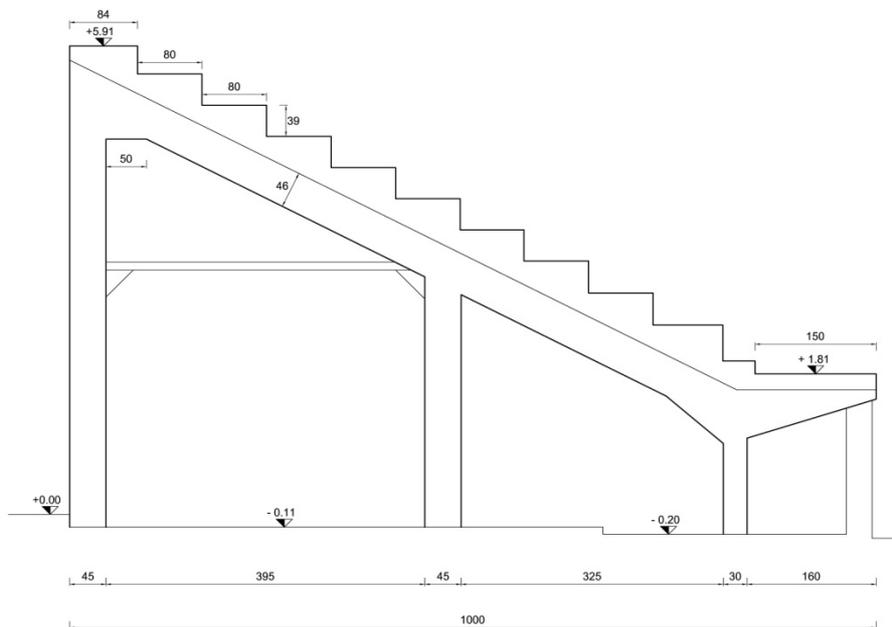


Figura 6.3 – Sezione attuale tribuna inferiore

Non avendo quindi a disposizione alcuna informazione al riguardo del progetto originale si è reso necessario lo svolgimento di un progetto simulato dell'intera struttura del presente corpo denominato A-1 sulla base della normativa vigente all'epoca della costruzione, in particolare come riportato al Cap.1 del presente lavoro si è fatto riferimento al **R.D.L. del 4 Settembre 1927 n° 1981**.

In seguito per validare i risultati del progetto simulato e ottenere quindi informazioni sulle armature di travi e pilastri sono stati condotti dei saggi e delle indagini poco metriche a campione sugli elementi strutturali principali del copro di fabbrica.

Per quanto riguarda invece i materiali utilizzati nella costruzione sono state ottenute informazioni grazie ai certificati originali di prova del Laboratorio per le Esperienze sui Materiali da Costruzione dell'Università del 1931 reperiti nel di questo archivio storico, confrontati con i risultati dei carotaggi mostrati dal Certificato n°77/2014 del Laboratorio Ufficiale per le Esperienza sui Materiali da Costruzione (Centro Interdipartimentale dell'Università di Pisa)

6.1.2 Materiali

Le proprietà dei materiali sono quelle definite sulla base delle considerazioni fatte al precedente Capitolo 5 (Tabella 5.5) e qui di seguito riportate:

- Resistenza media a compressione del cls $f_{cm} = 9,03 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a snervamento $f_{ym} = 316,1 \text{ N/mm}^2$

Queste sono stati poi divisi per il fattore di confidenza FC per quanto riguarda il calcolo della capacità dei meccanismi di crisi duttili e per il fattore FC e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per i meccanismi di crisi fragile. Il fattore di confidenza è stato quindi assunto pari a 1,35, essendo stato possibile raggiungere un livello di conoscenza limitato, LC1, della struttura.

Le proprietà del calcestruzzo utilizzate per la modellazione della struttura esistente sono infine completate dalle seguenti informazioni

- Massa volumica $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico fessurato $E = 12694 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$

La scelta del modulo elastico è avvenuta sulla base delle considerazioni riportate al precedente Cap.3, ovvero assumere una decurtazione del 50% della rigidità non fessurata, così come suggerito dalla Normativa Italiana e seppure in termini diversi dall'Eurocodice, per non incorrere in risultati troppo conservativi. Il modulo elastico non fessurato è stato poi calcolato a partire dalla resistenza media del calcestruzzo, f_{cm} , determinata a partire dai valori riportati nei certificati originari di prova dei materiali, con la seguente formula fornita al §11.2.10.3 delle NTC2008

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

Per quanto riguarda il progetto simulato sono state invece utilizzate le proprietà suggerite nella normativa dell'epoca (*R.D.L. del 4 Settembre 1927 n° 1981*), ovvero:

- Massa volumica $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Tensione ammissibile calcestruzzo $\sigma_c = 4,855 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ammissibile acciaio $\sigma_s = 120 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico calcestruzzo $E = 15000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di omogeneizzazione $n = 15$

6.1.3 Modellazione della struttura

Non avendo a disposizione alcuna informazione al riguardo del progetto originale si è reso necessario lo svolgimento di un progetto simulato dell'intera struttura del presente corpo denominato A-1 sulla base della normativa vigente all'epoca della costruzione, in particolare come riportato al Cap.1 del presente lavoro si è fatto riferimento al **R.D.L. del 4 Settembre 1927 n° 1981**.

Lo svolgimento del progetto simulato è avvenuto quindi, a partire dalle informazioni sulle caratteristiche geometriche dell'opera e dei materiali riportati ai precedenti paragrafi, sulla base delle indicazioni normative e di buona pratica dell'epoca.

In seguito per validare i risultati ottenuti e avere quindi informazioni certe sulle armature di travi e pilastri sono stati condotti dei saggi e delle indagini pacometriche a campione sugli elementi strutturali principali del copro di fabbrica.

Infine una volta calibrati i risultati del progetto simulato con le informazioni ottenute dalle indagini in situ sulla struttura è stata eseguita l'analisi dinamica lineare della struttura con impiego del fattore di struttura q , e sono state condotte le verifiche atte a determinare la vulnerabilità sismica della struttura esistente sulla base delle indicazioni contenute nelle vigenti normative (NTC2008). La modellazione agli elementi finiti è stata quindi effettuata con il detto programma SISMICAD v.12.3 che, dotato di post processore, ha permesso di effettuare le verifiche ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa e di ricavare l'indice di rischio della struttura.

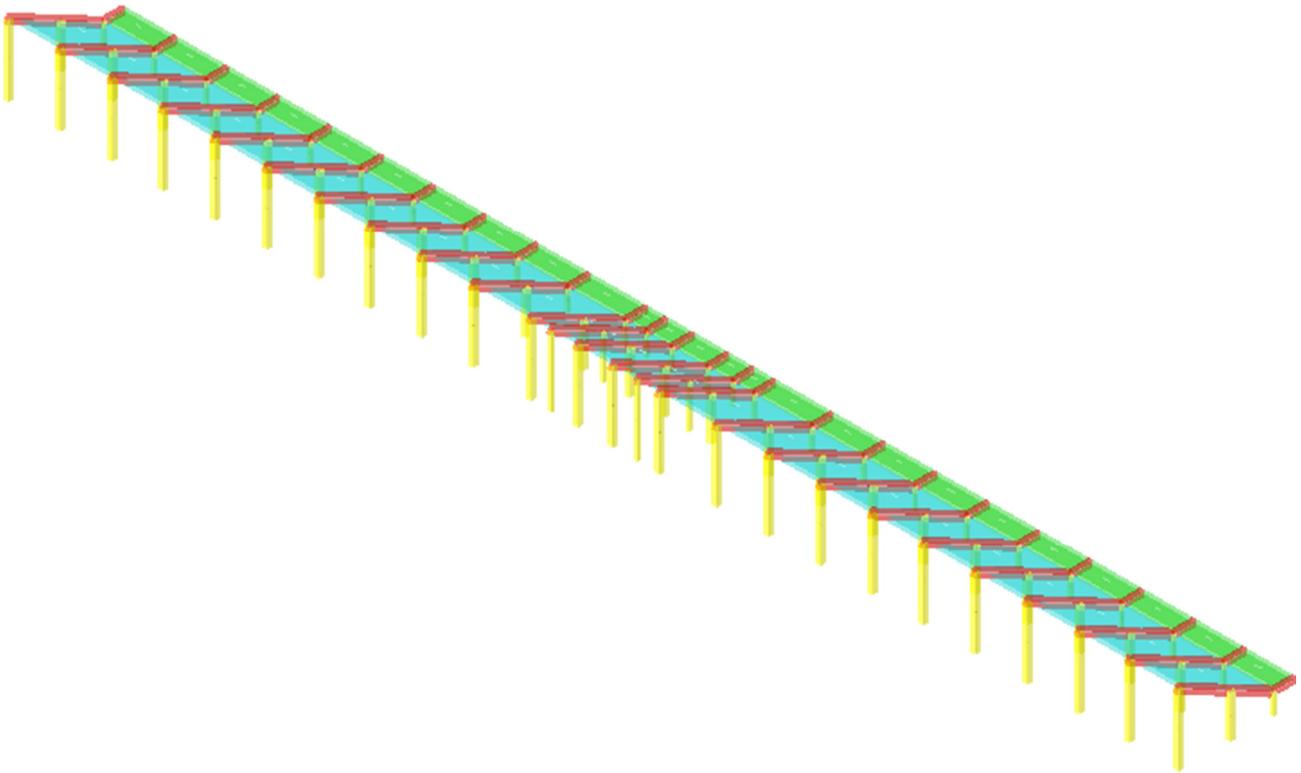


Figura 6.4 – Modello corpo di fabbrica A-1

Per quanto riguarda i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni assunto pari a 6 kN/m^2
- variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 6 kN/m^2 per il progetto simulato e pari a 4 kN/m^2 per quanto riguarda l'analisi della struttura esistente, considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008).

6.1.4 Modellazione azione sismica

Come descritto nel Cap.1 riguardante l'evoluzione della normativa sismica nel nostro Paese, l'azione sismica in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati nella verifica di sicurezza, è definita attraverso spettri di risposta elastici in accelerazione, a partire da una "pericolosità di base" del sito in cui sorge la costruzione.

La definizione degli spettri avviene infatti a partire dalle seguenti tre grandezze:

- l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (PGA) a_g
- il fattore di amplificazione dello spettro F_0 su suolo di riferimento rigido orizzontale
- il periodo T_c^* corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta in accelerazione

fornite dalle NTC2008, in funzione del tempo di ritorno (T_R) per un reticolo composto da circa 11000 nodi di riferimento.

Fondamentale risulta così la determinazione del tempo di ritorno T_R , funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento nel periodo di riferimento stesso P_{V_R} (funzione dello stato limite considerato)

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Le azioni sismiche sono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R , che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Nel caso in esame, la vita nominale V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, si assume trattandosi di un'opera ordinaria pari a 50 anni, mentre la classe d'uso di riferimento risulta la III ($C_U = 1,5$), prevedendo la struttura affollamenti significativi.

Si ottiene in quel modo un periodo di riferimento V_R pari a

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto si definiscono così a partire dal sito di costruzione avvalendosi del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ottenendo per i vari stati limite in esame i seguenti parametri

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,045	2,556	0,243
SLD	75	0,055	2,573	0,259
SLV	712	0,137	2,381	0,282
SLC	1462	0,173	2,388	0,286

Tabella 6.2 – Parametri azione sismica

Una volta stabiliti i tre parametri fondamentali (a_g , F_0 e T_c^*) per la completa definizione degli spettri di risposta elastici non resta che valutare secondo le indicazioni fornite dalle NTC2008 la categoria di sottosuolo su cui è edificata l'opera.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 6.3 – Categorie di sottosuolo (Tabella 3.2.II NTC 2008)

Pur non disponendo di indagini geofisiche di tipo sismico volte a misurare la propagazione delle onde di taglio e quindi del parametro $V_{s,30}$, si può affermare grazie alle conoscenze sul terreno della zona in cui sorge l'opera di trovarsi in presenza di “*Depositi di terreno a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*” ovvero categoria di sottosuolo C.

La categoria topografica risulta invece di facile definizione, essendo l'opera in esame costruita su di una superficie pianeggiante (Categoria T1).

Gli spettri elastici così ottenuti per lo stato limite di salvaguardia della vita sono di seguito riportati

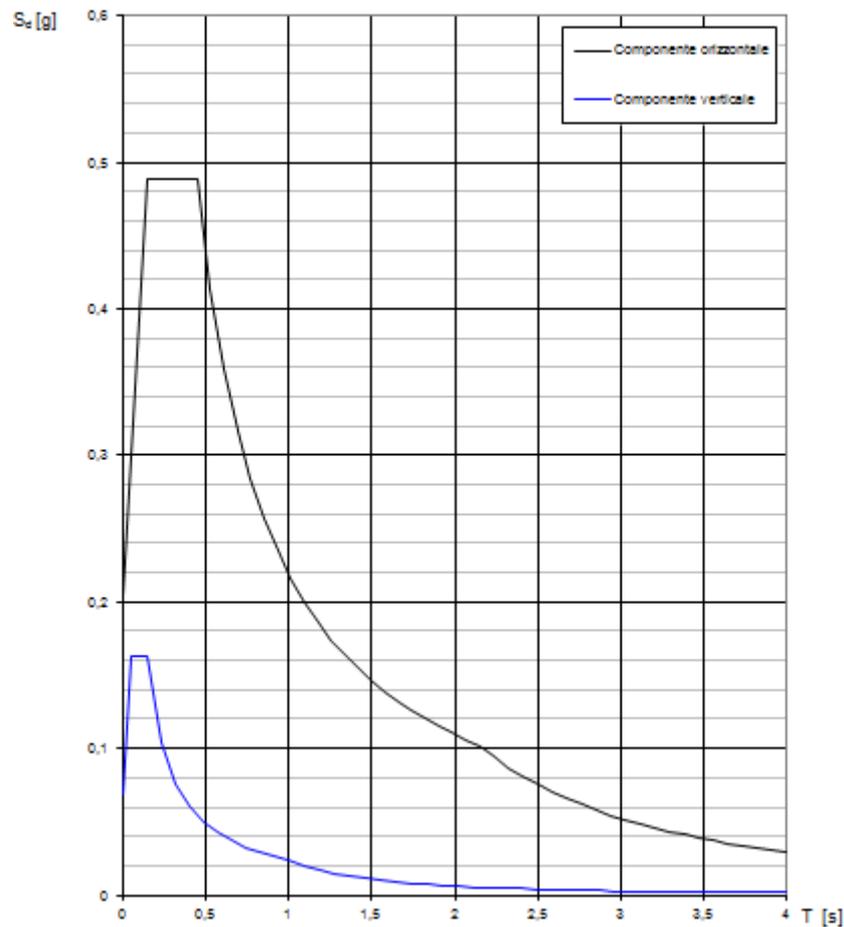
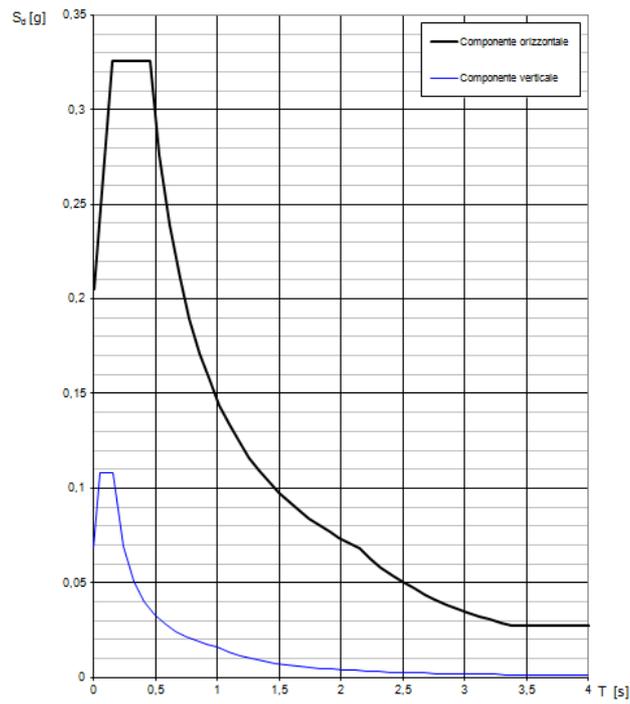
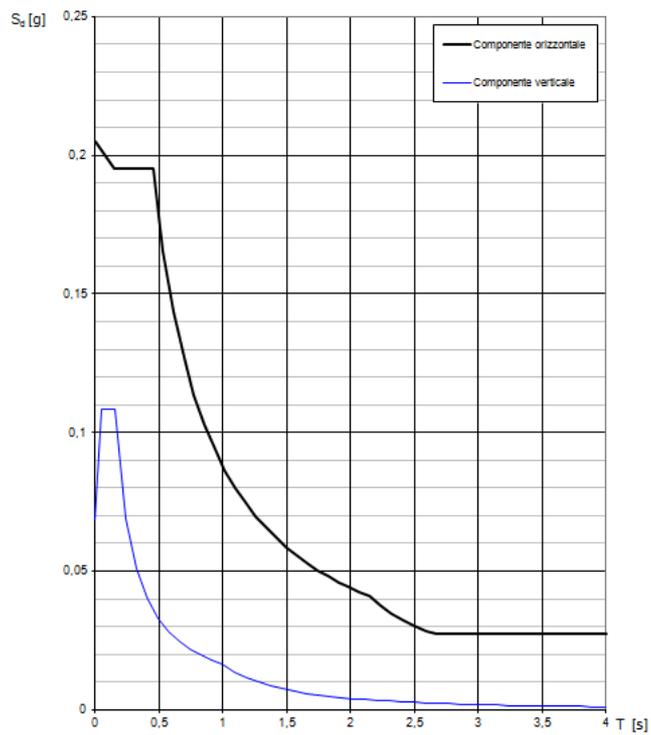


Figura 6.5 – Spettri elastici SLV

Una volta definiti gli spettri elastici, questi saranno ridotti per il fattore di struttura q stabilito per ogni analisi. In particolare, in accordo con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 e riportato al Cap.3, sono state effettuate due analisi con fattore di struttura diverso:

- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi fragili*
- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi duttili*

Si riportano così nelle seguenti figure i grafici degli spettri di risposta ottenuti

**Figura 6.6 – Spettri SLV $q = 1,5$** **Figura 6.7 – Spettri SLV $q = 2,5$**

6.2 Curva Nord (1960)

6.2.1 Descrizione della struttura

Le strutture della Curva Nord, realizzate nel 1960, comprendono 30 telai in cemento armato che costituiscono 5 corpi di fabbrica indipendenti (Figura 6.8) . I telai sono stati tracciati seguendo uno sviluppo a raggiera con angolo al centro fra gli assi di due telai adiacenti pari circa a $4,615^\circ$. L'interasse tra i telai è quindi variabile linearmente all'allontanarsi dal centro di tracciamento, ed assume un valore pari a 4,92 m in prossimità dei pilastri esterni e di 4,39 m in prossimità di quelli interni.

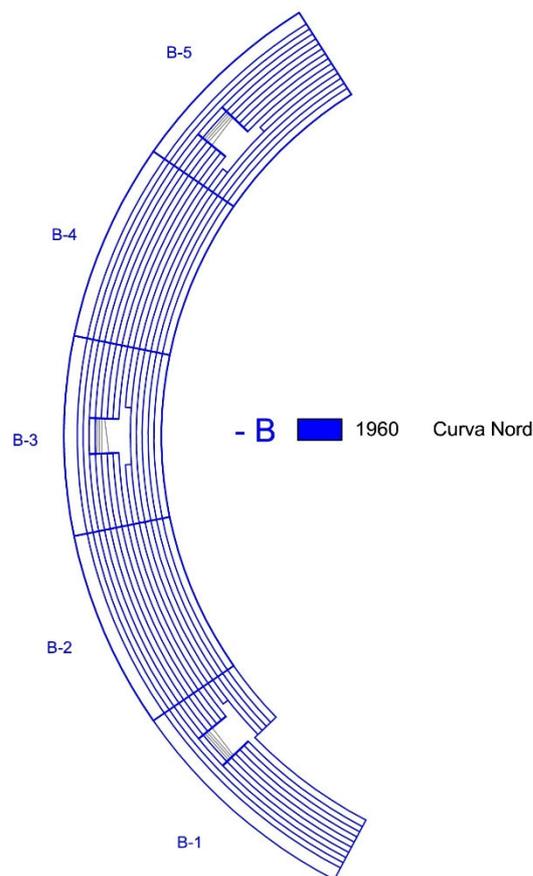


Figura 6.8 – Pianta Curva Nord

Ciascun portale è formato da due pilastri in c.a. di altezze diverse, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile; quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 fino in sommità con sezione 60x40, quello esterno

invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione da 60x40 alla base fino a 100x40 in sommità. Il portale è poi completato (Figura 6.9) da due aggetti, uno orizzontale in prossimità del pilastro basso atto a portare gli ultimi due gradoni e il camminamento inferiore e uno in prosecuzione della trave inclinata, con diminuzione dell'altezza della sezione, destinato a portare il gradone più alto del settore e il camminamento superiore.

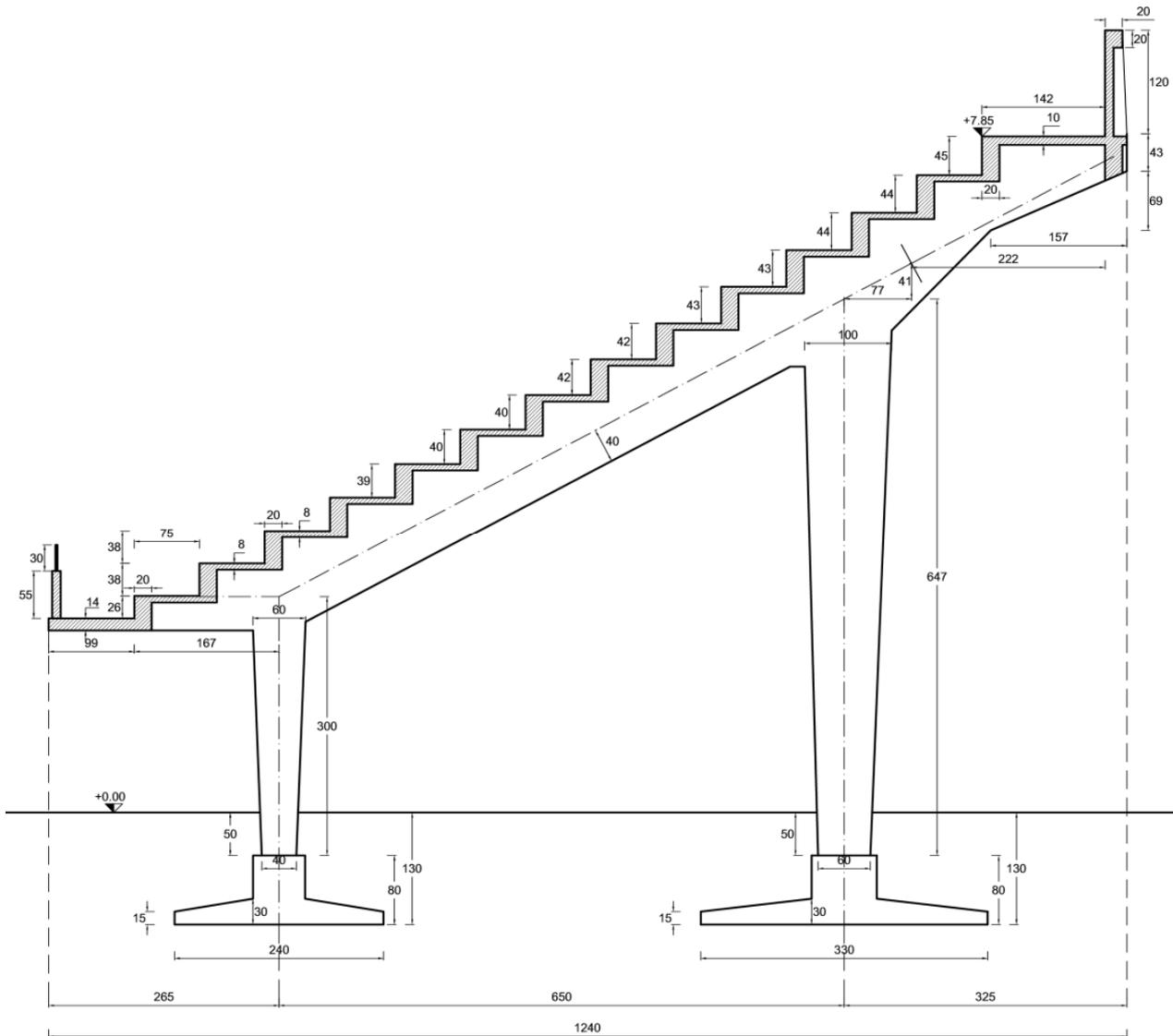


Figura 6.9 – Portale tipo Curva Nord

I telai piani sono quindi collegati dai 14 gradoni in cemento armato e da una trave poligonale di sezione 20x50 in sommità.

Si differenziano dai portali precedentemente descritti, i primi tre telai di Figura 5.1, situati in prossimità di quello che un tempo veniva chiamato Ingresso Maratona, in questi infatti viene ridotto il numero di gradoni e di conseguenza l'interasse fra i pilastri che passa da 6,5m a 4,825m. Sono

inoltre leggermente variate le sezioni di sommità dei pilastri, ed è eliminato l'aggetto del camminamento inferiore.

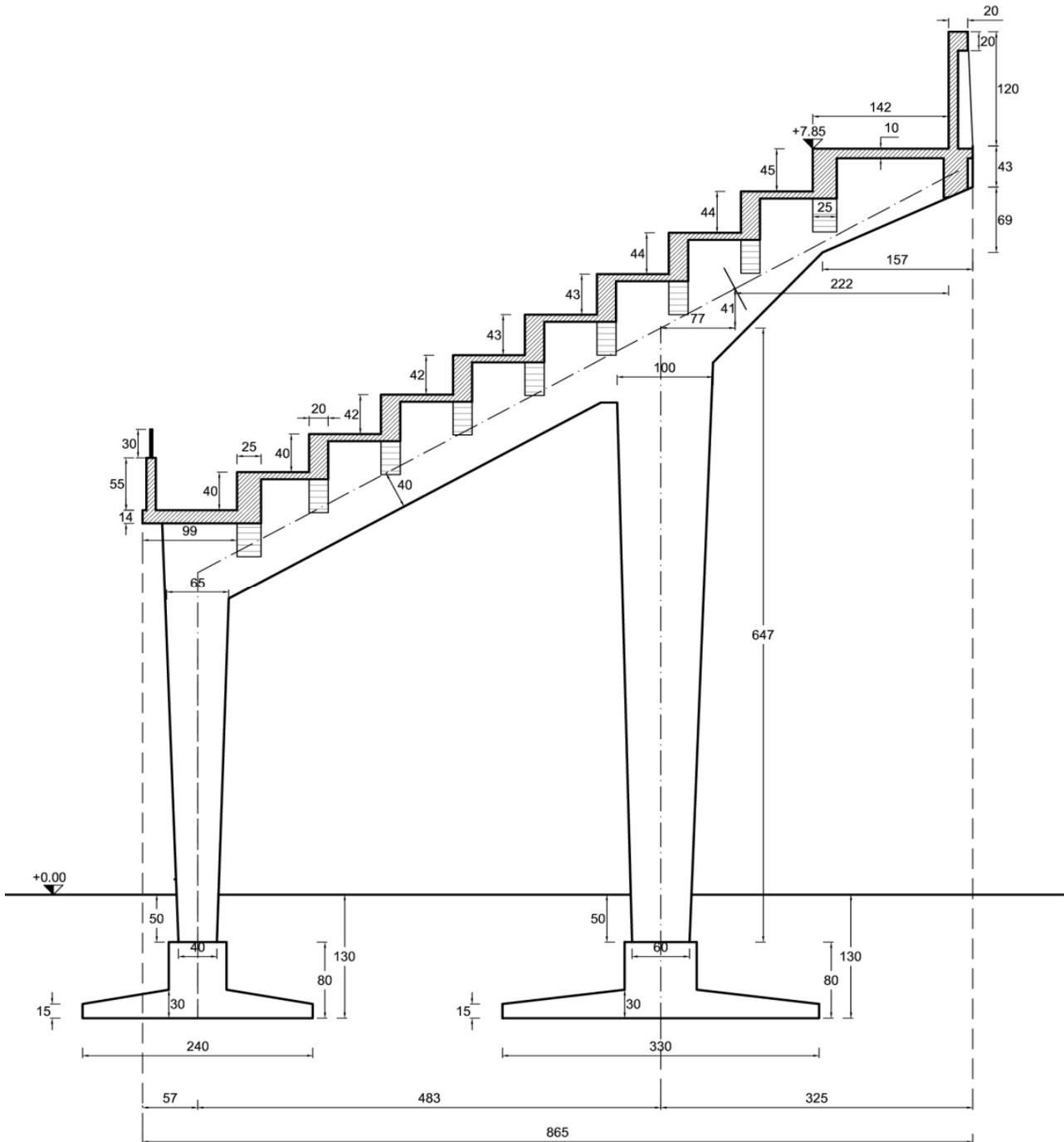


Figura 6. 10 – Portale Ingresso Maratona

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce in c.a. che collegano i telai dal terzo al trentunesimo in direzione longitudinale, i primi tre portali sono invece dotati di fondazione, sempre a trave rovescia, orientata nel piano trasversale.

Nel settore Curva Nord sono inoltre presenti tre corpi scala, posizionati nelle zone delimitate dai telai 3-6, 14-17 e 25-29. Ciascun corpo è dotato di due rampe laterali iniziali che si vanno a congiungere in un ballatoio alla quota di 3,17m che porta all'unica rampa finale atta a garantire l'accesso alle gradinate del settore (Figura 6. 11)

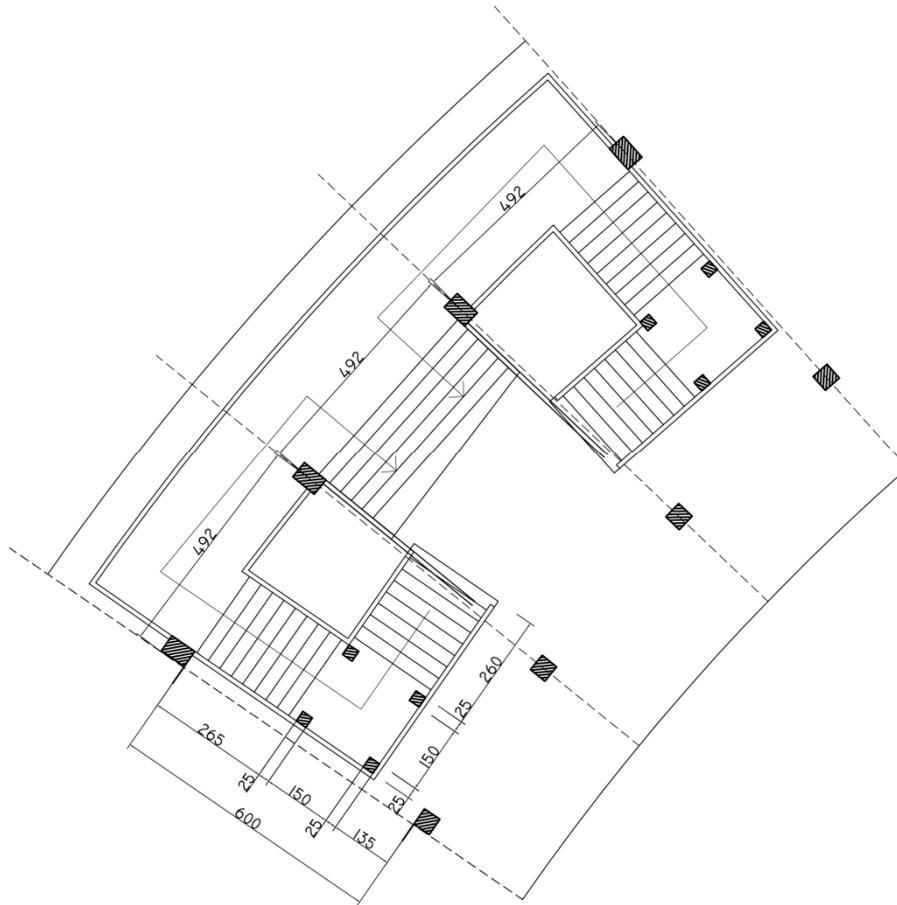


Figura 6. 11 – Pianta scale di accesso alla Curva Nord

La struttura delle scale è del tipo a soletta rampante, con la presenza di 4 pilastri di sezione 25x25 ed altezza di circa 2m in prossimità del primo ballatoio. La fondazione di questi pilastri è del tipo su plinti collegati alle due travi rovesce longitudinali attraverso un cordolo di sezione 25x25. Il ballatoio intermedio è sostenuto da muretti che “puntellano” l'estremità dell'aggetto.

6.2.2 Materiali

Le proprietà dei materiali sono quelle definite sulla base delle considerazioni fatte al precedente Capitolo 5 (Tabella 5.5) e qui di seguito riportate:

- Resistenza a compressione del calcestruzzo

$$f_{cm} = 0,83 \cdot 34 = 28,22 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a snervamento delle armature

$$f_{ym} = f_{ymin} = 270 \text{ N/mm}^2$$

Questi sono stati poi divisi per il fattore di confidenza FC per quanto riguarda il calcolo della capacità dei meccanismi di crisi duttili e per il fattore FC e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per i meccanismi di crisi fragile.

Il fattore di confidenza è stato quindi assunto pari a 1,35, essendo stato possibile raggiungere un livello di conoscenza limitato, LC1, della struttura.

Le proprietà del calcestruzzo sono infine completate dalle seguenti informazioni

- Massa volumica $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico fessurato $E = 15016 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$

La scelta del modulo elastico è avvenuta sulla base delle considerazioni riportate al precedente Cap.3, ovvero assumere una decurtazione del 50% della rigidità non fessurata, così come suggerito dalla Normativa Italiana e seppure in termini diversi dall'Eurocodice, per non incorrere in risultati troppo conservativi. Il modulo elastico non fessurato è stato poi calcolato a partire dalla resistenza media del calcestruzzo, f_{cm} , determinata a partire dai valori riportati nei certificati originari di prova dei materiali, con la seguente formula fornita al §11.2.10.3 delle NTC2008

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

6.2.3 Modellazione della struttura

Come descritto al paragrafo precedente, la struttura dei 5 corpi di fabbrica realizzati nel 1960 è una struttura ripetitiva che si differenzia solamente nella zona del cosiddetto ingresso maratona. Si sono quindi scelti due corpi di fabbrica, il B-1 (zona ingresso maratona) e il B-2 Rappresentativo del resto della struttura. Per questi è stata effettuata la modellazione agli elementi finiti, l'analisi dinamica lineare e le verifiche necessarie a valutarne la vulnerabilità sismica utilizzando la procedura SISMICAD 12.3.

Tale modellazione agli elementi finiti con il detto programma SISMICAD v.12.3 dotato di post processore ha permesso di effettuare le verifiche ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa il tutto integrato da verifiche locali per gli elementi di non affidabile modellazione sul programma SISMICAD, quali ad esempio le cerniere di base.

La modellazione è stata poi svolta con una analisi lineare dinamica con impiego del fattore di struttura q , valutando a partire dalle considerazioni fatte al Cap.3 tale tipo di analisi la più soddisfacente e consona a rappresentare il comportamento della struttura in esame. Infatti la struttura non presenta nel piano del telaio, a causa della presenza delle cerniere alle base, un adeguato grado di iperstaticità tale da consentire un escursione in campo plastico con conseguente analisi non lineare.

6.2.3.1 Corpo B-1

Il corpo B-1 è costituito da 6 telai in cemento armato disposti secondo uno sviluppo a raggiera. La disposizione e l'interasse fra i portali 1-2, 3-4, 4-5 e 5-6 riprende quella dell'intero intervento con angolo al centro fra gli assi di due telai adiacenti pari circa a $4,615^\circ$, risulta invece quasi raddoppiato l'interasse tra i portali 2 e 3 in prossimità di quello che un tempo veniva denominato ingresso maratona.

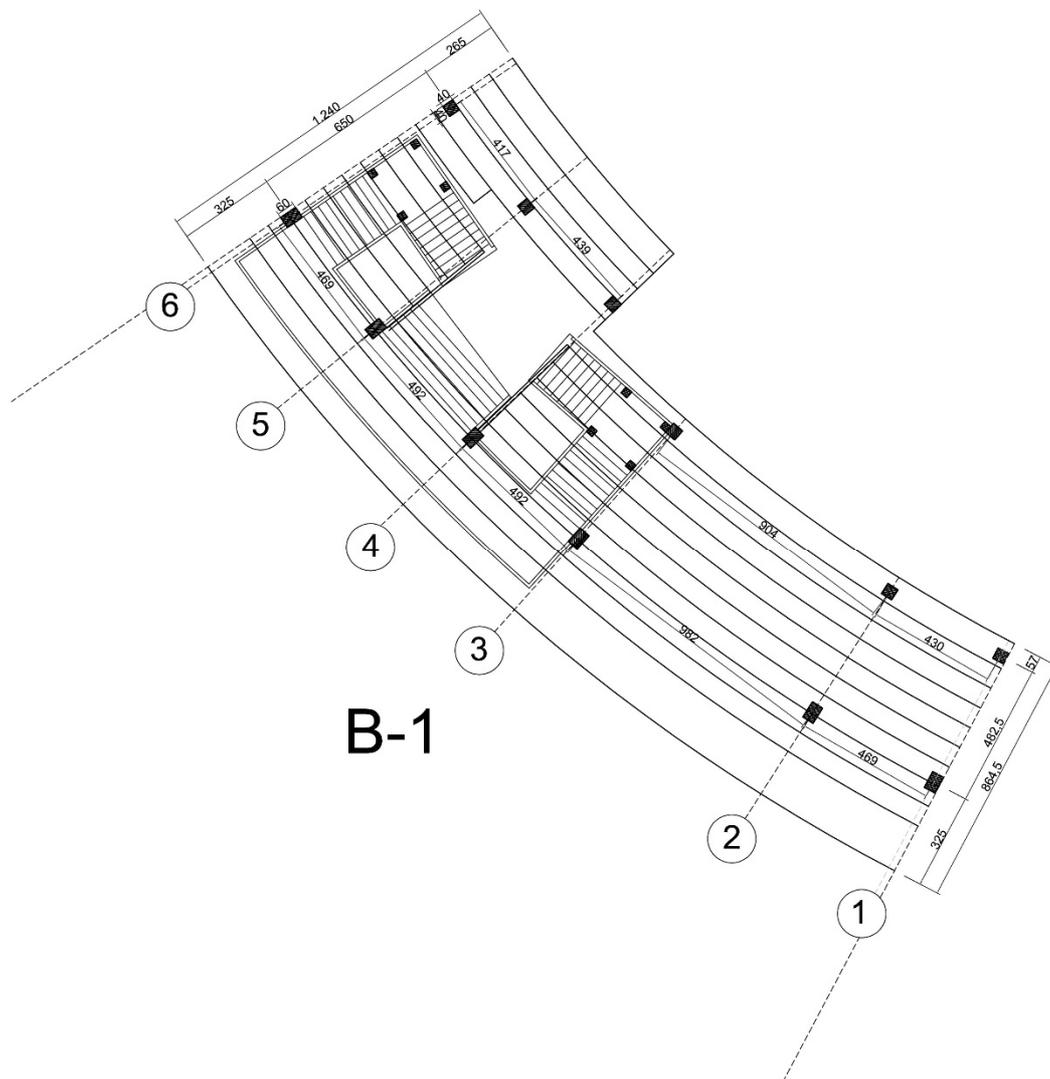


Figura 6.12 – Pianta Corpo B-1

I primi tre portali si differenziano dai restanti 27 portali dell'intervento, l'interasse dei pilastri nel piano del telaio è infatti ridotto, si passa da 6,5m a 4,825m, e di conseguenza il numero di gradoni (da 14 si passa a 9). Sono inoltre leggermente variate le sezioni di sommità dei pilastri, ed è eliminato l'aggetto del camminamento inferiore (Figura 6.13)

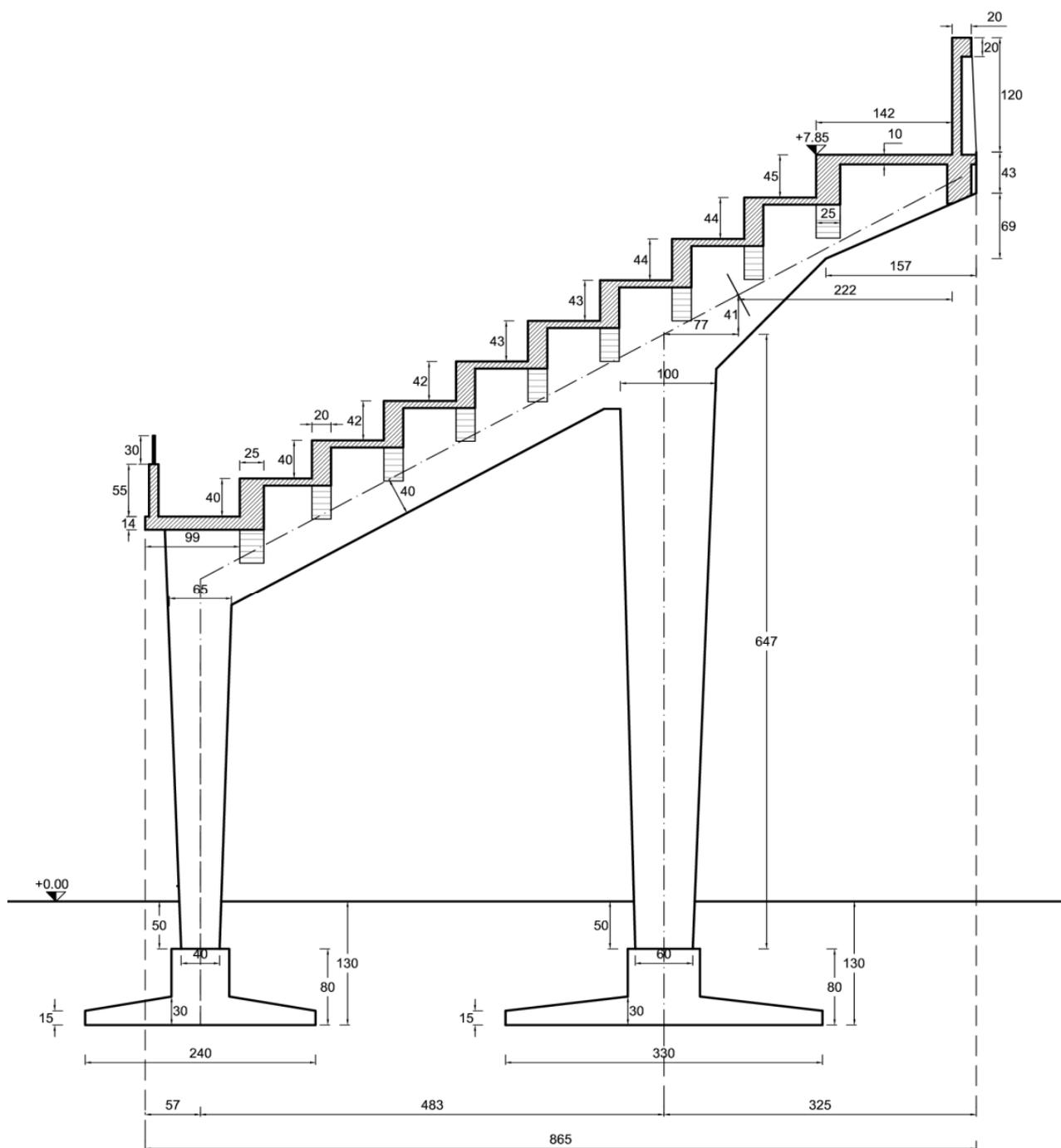


Figura 6. 13 – Portale Ingresso Maratona (1-3)

Gli ultimi tre riprendo invece la struttura tipo dei portali che, come descritto al paragrafo precedente, è formata da due pilastri in c.a di altezze diverse, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno

invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad arrivare a 100x40 in sommità. Il portale è poi completato (Figura 6.14) da due sbalzi, uno orizzontale in prossimità del pilastro basso atto a portare gli ultimi due gradoni e il camminamento inferiore e uno in prosecuzione della trave obliqua, con restringimento di sezione, destinato a portare il gradone più alto del settore e il camminamento superiore.

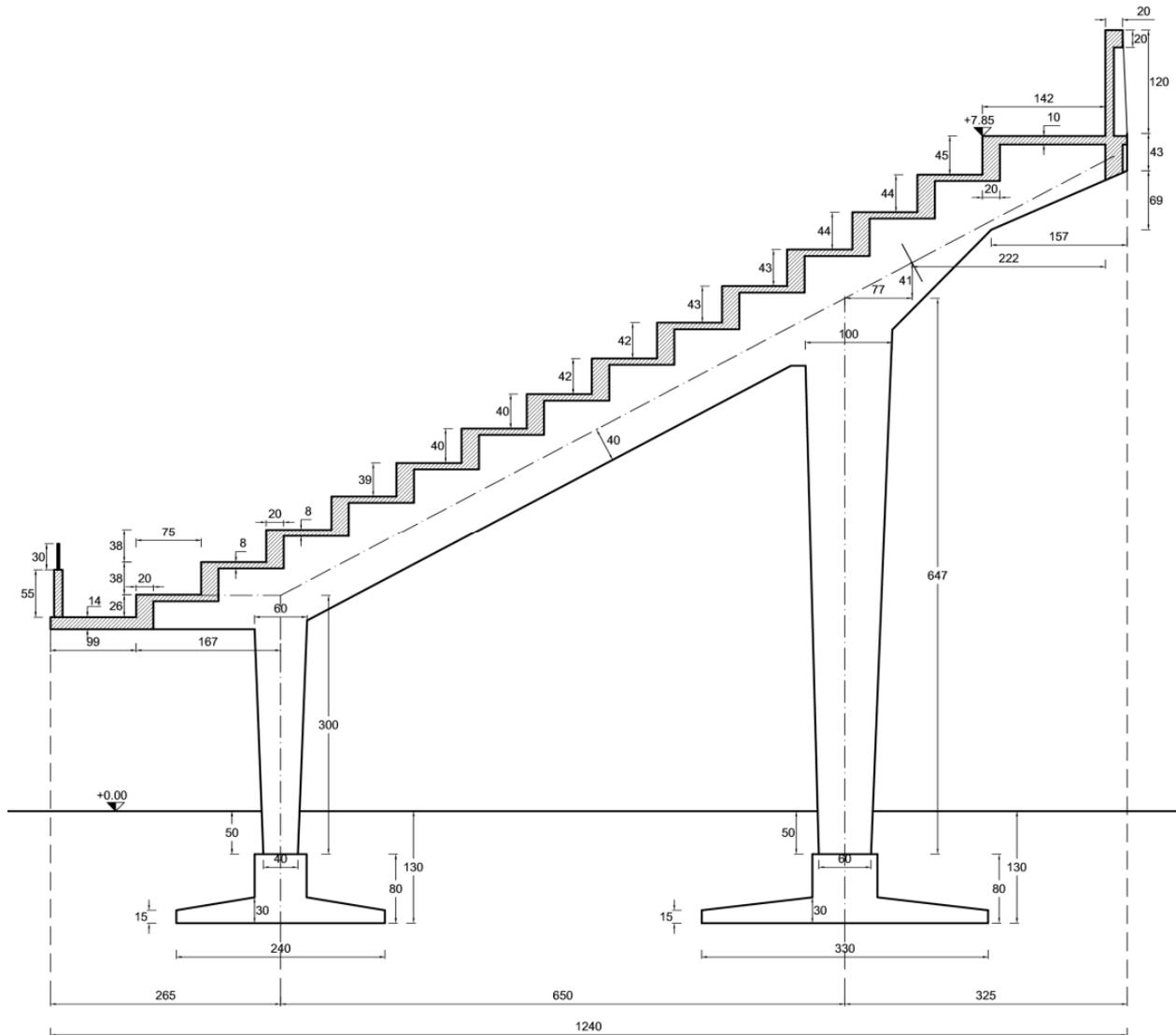


Figura 6. 14– Portale Tipo Curva Nord

Lo schema statico dei portali è determinato dal collegamento in fondazione dei pilastri, questi sono infatti incernierati nel piano del telaio mentre risultano incastrati fuori piano.

I portali 1-2, 2-3 e 3-4 sono poi collegati in direzione longitudinale da 9 gradoni in cemento armato (Figura 6.15) e da una trave di sezione 20x50 poligonale in sommità. Per i portali 4-5 e 5-6 invece il

numero di gradoni aumenta, si passa da 9 a 14. I collegamenti longitudinali, così descritti, sono dotati di armature passanti e si possono pertanto considerare incastrati ai teli principali.

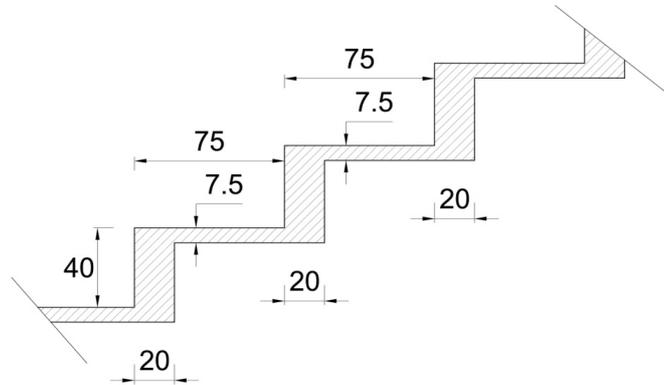


Figura 6.15 – Gradoni in c.a.

Gli elementi sopra descritti sono stati quindi modellati con elementi frame, in particolare ad i pilastri è stata assegnata una sezione equivalente media coerentemente alla struttura reale, ottenendo così il modello mostrato nelle due figure seguenti

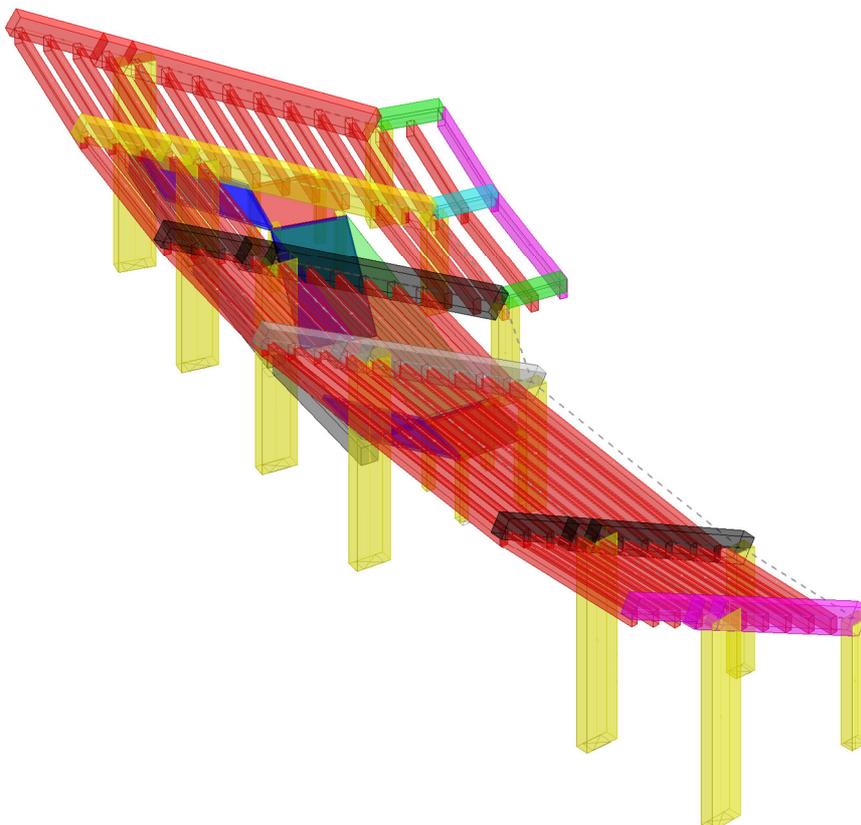


Figura 6.17 – Vista estrusa modello Corpo B-1

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni gettati in opera in cemento armato, pari a $4,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti sono stati quindi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in Figura 6.12)

Telaio	$A_{\text{influenza}}$ [m ²]	G_2 [kN/m]	q_{var} [kN/m]
1	37,5	10,75	9,47
2	78	33,1	29,2
3	39,1	33,6	29,6
4	46,6	17,9	15,8
5	44,4	19	16,7
6	25,29	9,3	8,1

Tabella 6.4 – Carichi Corpo B-1

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

con $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.2.3.2 Corpo B-2

Il corpo B-2 è costituito da 6 telai in cemento armato disposti secondo uno sviluppo a raggiera con angolo al centro fra gli assi di due telai adiacenti pari circa a $4,615^\circ$. L'interasse tra i telai è quindi variabile linearmente all'allontanarsi dal centro di tracciamento, ed assume un valore pari a 4,92 m in prossimità dei pilastri esterni e di 4,39 m in prossimità di quelli interni.

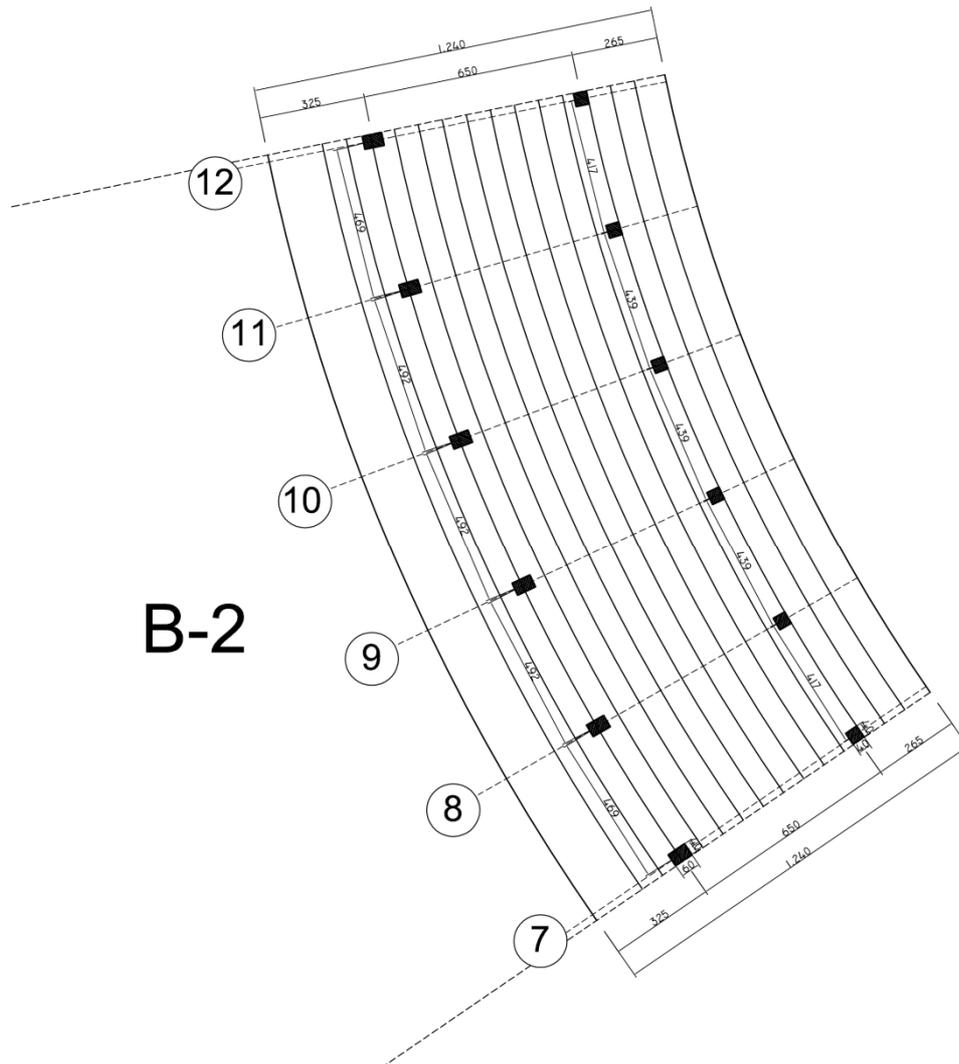


Figura 6. 18 – Pianta Corpo B-2

Ciascun portale, come descritto al paragrafo precedente, è formato poi da due pilastri in c.a di altezze diverse, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad

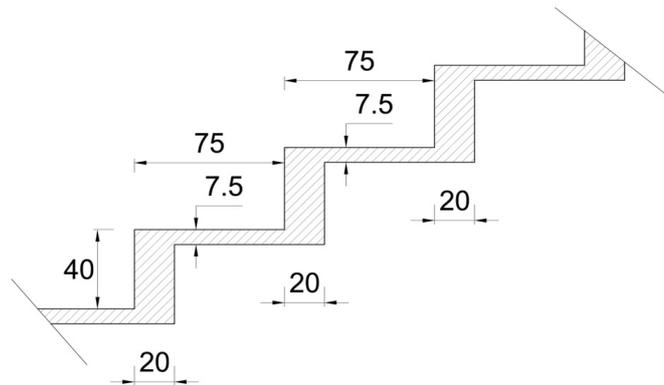


Figura 6.19 – Gradoni in c.a.

Gli elementi sopra descritti sono stati quindi modellati con elementi frame, in particolare ad i pilastri è stata assegnata una sezione equivalente media coerentemente alla struttura reale, ottenendo così il modello mostrato nelle due figure seguenti

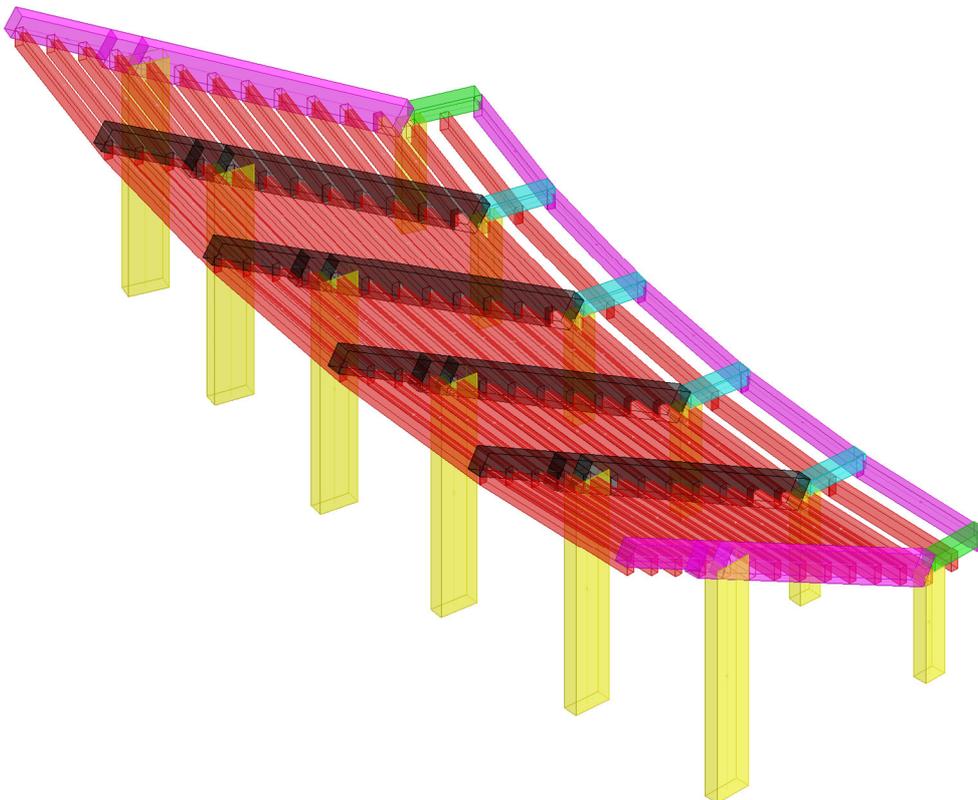


Figura 6.20 – Vista estrusa modello Corpo B-2

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni gettati in opera in cemento armato, pari a $4,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti sono stati quindi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in Figura 6.18)

Telaio	$A_{\text{influenza}}$ [m ²]	G_2 [kN/m]	q_{var} [kN/m]
7	25,29	9,13	8,03
8	50,58	18,26	16,07
9	50,58	18,26	16,07
10	50,58	18,26	16,07
11	50,58	18,26	16,07
12	25,29	9,13	8,03

Tabella 6.5– Carichi Corpo B-2

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

con $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.2.4 Modellazione azione sismica

L'azione sismica è definita a partire dai parametri sopra definiti (§ 6.1.4) e di seguito riportati:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (Classe d'uso III)
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T_1

Gli spettri elastici così ottenuti per lo stato limite di salvaguardia della vita sono evidenziati nella figura seguente

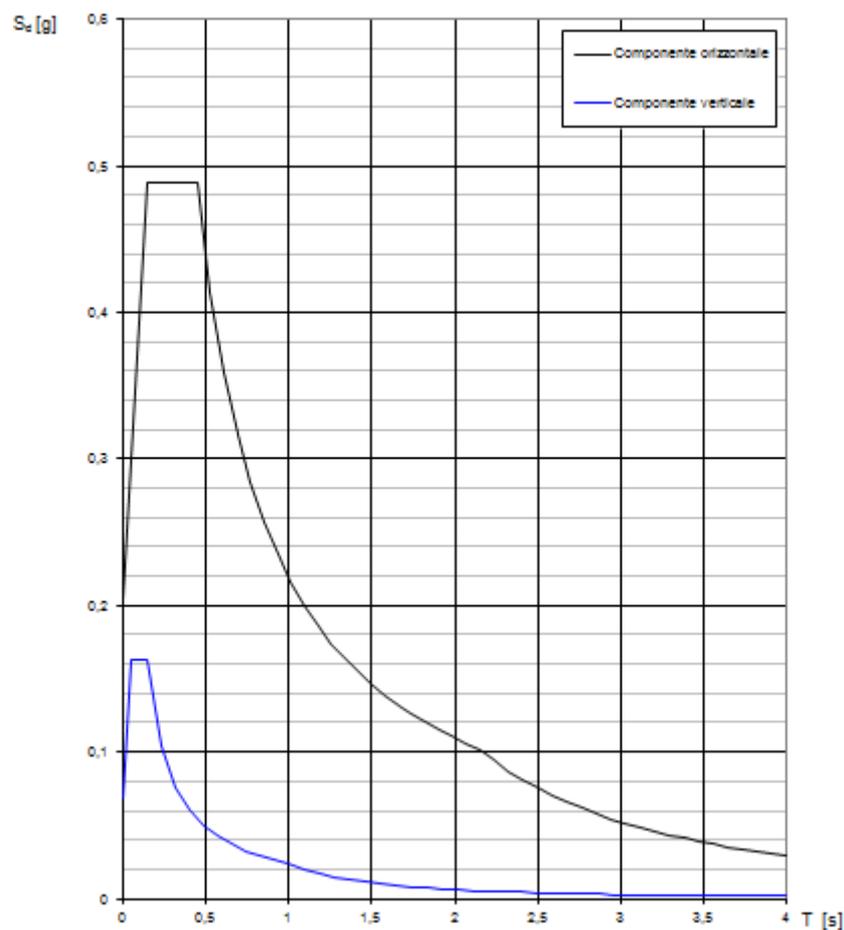


Figura 6.21 – Spettri elastici SLV

Una volta definiti gli spettri elastici, questi saranno ridotti per il fattore di struttura q stabilito per ogni analisi. In particolare, in accordo con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 e riportato al Cap.3, sono state effettuate due analisi con fattore di struttura diverso:

- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi fragili*
- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi duttili*

Si riportano così nelle seguenti figure i grafici degli spettri di risposta ottenuti

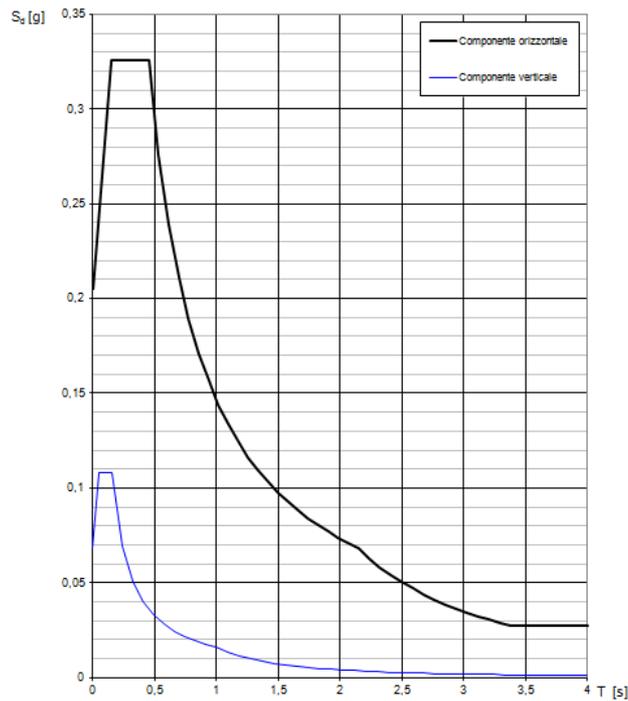


Figura 6.22 – Spettri SLV $q = 1,5$

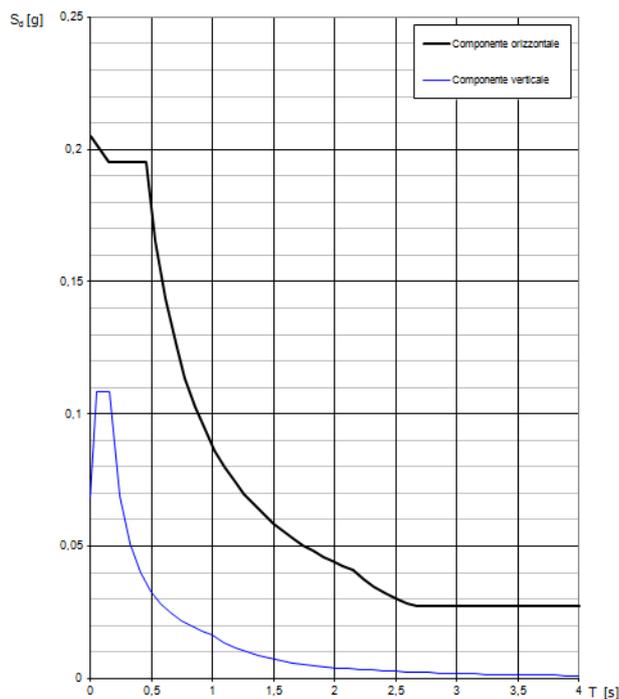


Figura 6.23 – Spettri SLV $q = 2,5$

6.3 *Gradinata e Curva Sud (1968)*

6.3.1 *Descrizione della struttura*

Le strutture dell'attuale Gradinata e della Curva Sud sono state realizzate nel 1968, come descritto al precedente Capitolo 4, e comprendono 68 portali in cemento armato per complessivi 12 corpi di fabbrica. Si osserva subito come lo studio di quest'opera assuma una rilevanza particolare in quanto l'opera stessa rappresenta, come dimensioni, una parte rilevante della struttura dello stadio

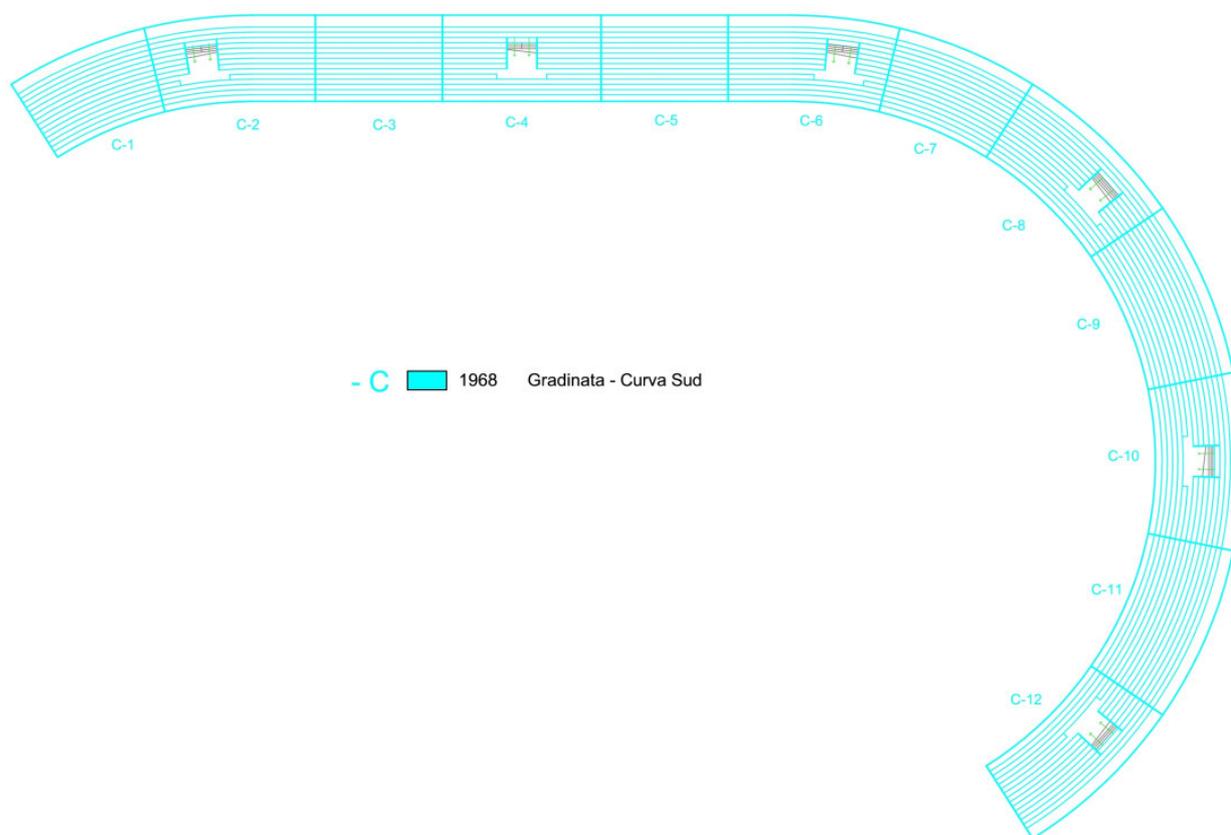


Figura 6.24 – Pianta realizzazione Gradinata – Curva Sud

I portali ricalcano volutamente nella forma nelle dimensioni e negli interassi la realizzazione antecedente della Curva Nord, al fine di garantire una continuità all'intero stadio.

Ciascun portale è formato pertanto da due pilastri in c.a. di altezze diverse, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad arrivare a 100x40 in sommità. Il portale è poi completato da due aggetti, uno orizzontale in prossimità del pilastro basso atto a

portare gli ultimi due gradoni e il camminamento inferiore e uno in prosecuzione della trave obliqua, con restringimento di sezione, destinato a portare il gradone più alto del settore e il camminamento superiore.

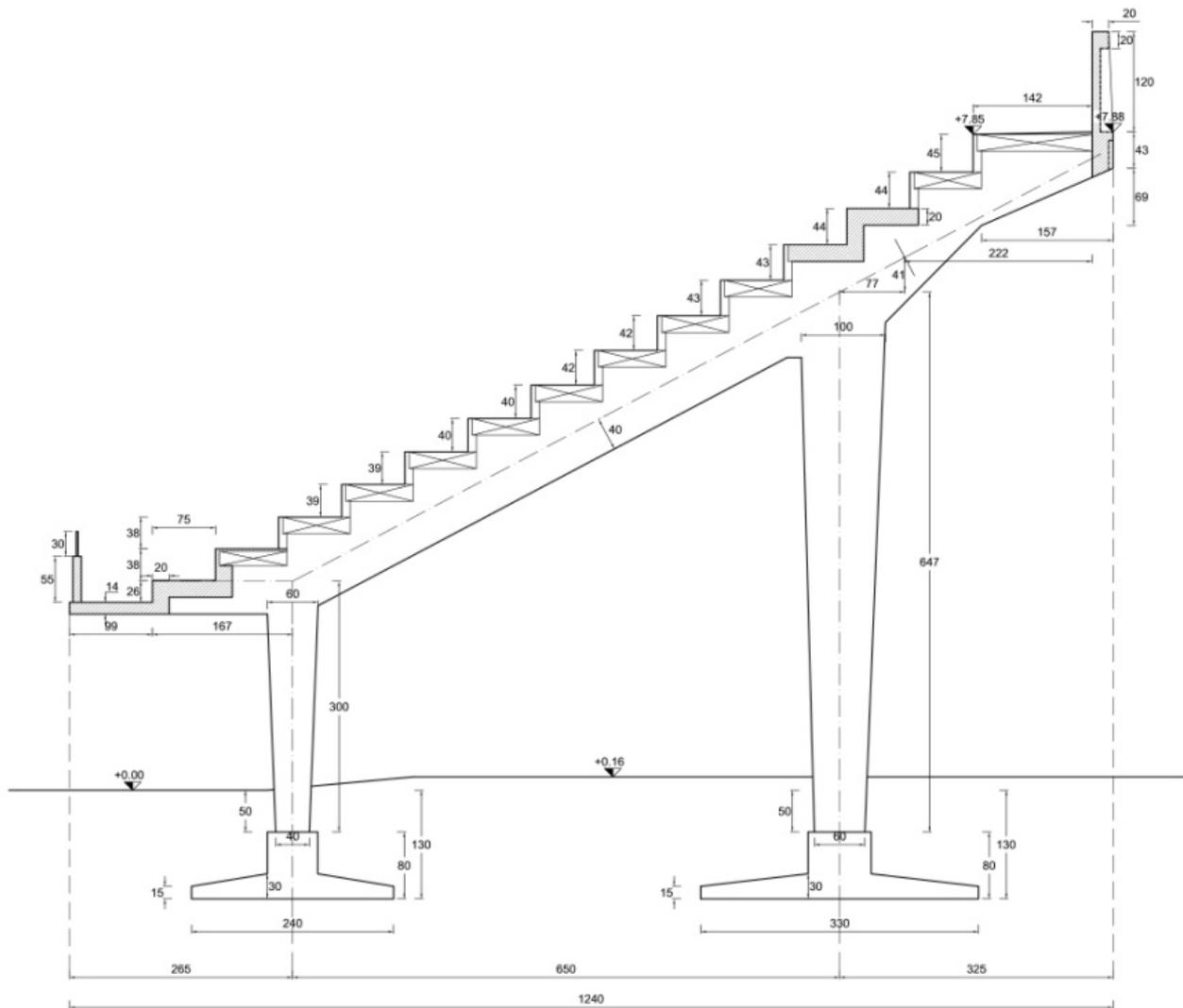


Figura 6.25 – Sezione Tipo Portali Gradinata – Curva Sud

Le differenze con la precedente realizzazione della Curva Nord si esplicano in modo particolare nella realizzazione dei gradoni e conseguentemente nel collegamento longitudinale dei telai.

I gradoni infatti progettati in un primo tempo in cemento armato, come quelli della precedente esecuzione, vennero realizzati in pannelli di latero cemento prefabbricati della Ditta Serredi di Livorno, completati da una sovrastante soletta e da una costola laterale in cemento armato impermeabilizzato gettato in opera, in modo da rendere la struttura maggiormente monolitica e completamente impermeabilizzata.

Il collegamento tra i portali è quindi garantito, oltre che dai gradoni sopra descritti, da 2 travi in c.a. gettate in opera, in prossimità del camminamento inferiore e del pilastro alto, e da una trave di sezione 20x50 in sommità (Figura 6.26).

I corpi scala presenti nell'intero complesso sono sei e si trovano nei corpi di fabbrica denominati C-2, C-4, C-6, C-8, C-10 e C-12 (Figura 6.24). Le strutture di questi, come per i telai tipo, sono le medesime di quelle individuate nel precedente intervento di costruzione della Curva Nord, con lo stesso intento di garantire una continuità all'intera struttura.

L'unica differenza si riscontra nella struttura di sostegno del ballatoio intermedio delle scale, avente una luce libera di 3 metri e vincolato ad una trave, di sezione 50x55, solidale ai piedritti posteriori dei portali. Il ballatoio in questione, facendo seguito ad una richiesta del collaudatore, venne sostenuto da quattro profili tubolari in acciaio, sezione $\phi 102 \times 3,5$ mm, in prossimità della conclusione dello sbalzo.

Le fondazioni inizialmente previste del tipo a trave rovescia in cemento armato, collegante i telai nella sola direzione longitudinale, furono così realizzate per i telai dal n°19 al n°68 (zona Gradinata- Curva Sud), mentre nelle rimanenti campate della zona Curva Sud a causa della situazione del terreno, assolutamente sciolto e incoerente fino a notevole profondità, vennero realizzate con travi rovesce incrociate di notevole ampiezza di suola in modo da contenere la pressione sul terreno nell'ordine di circa $0,4 \text{ kg/cm}^2$.

6.3.2 Materiali

Le proprietà dei materiali sono quelle definite sulla base delle considerazioni fatte al precedente Capitolo 5 (Tabella 5.5) e qui di seguito riportate:

- Resistenza media a compressione del calcestruzzo

$$f_{cm} = 33,9 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a snervamento delle barre di armatura

$$f_{ym} = 387,8 \text{ N/mm}^2$$

Questi sono stati poi divisi per il fattore di confidenza FC per quanto riguarda il calcolo della capacità dei meccanismi di crisi duttili e per il fattore FC e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per i meccanismi di crisi fragile.

Il fattore di confidenza è stato quindi assunto pari a 1,2, essendo stato possibile raggiungere un livello di conoscenza adeguato, LC2, della struttura.

Le proprietà del calcestruzzo sono infine completate dalle seguenti informazioni

- Massa volumica $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico fessurato $E = 15737 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$

La scelta del modulo elastico è avvenuta sulla base delle considerazioni riportate al precedente Cap.3, ovvero assumere una decurtazione del 50% della rigidità non fessurata, così come suggerito dalla Normativa Italiana e seppure in termini diversi dall'Eurocodice, per non incorrere in risultati troppo conservativi. Il modulo elastico non fessurato è stato poi calcolato a partire dalla resistenza media del calcestruzzo, f_{cm} , determinata a partire dai valori riportati nei certificati originari di prova dei materiali, con la seguente formula fornita al §11.2.10.3 delle NTC2008

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

6.3.3 Modellazione della struttura

Come descritto al paragrafo precedente, la struttura dei 12 corpi di fabbrica realizzati nel 1968 è una struttura ripetitiva che si differenzia solamente per l'orientazione dei portali dalla parte in rettilineo a quella in curva e per la presenza o meno dei corpi scala. Si sono individuati pertanto tre corpi di fabbrica, il C-3, il C-4 ed il C-11, rappresentativi dell'intera realizzazione, e per questi è stata effettuata la modellazione agli elementi finiti, l'analisi dinamica lineare e le verifiche necessarie a valutarne la vulnerabilità sismica. Tali corpi sono stati scelti per la caratteristica di essere in rettilineo od in curva (C-11) e per la presenza (C-4) e l'assenza del corpo scala (C-3).

La modellazione agli elementi finiti è stata effettuata con l'ausilio del programma SISMICAD v.12.3 dotato di post processore in grado di effettuare le verifiche di edifici esistenti ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa. Il tutto integrato da verifiche locali per gli elementi di non affidabile modellazione sul programma SISMICAD, quali ad esempio le cerniere di base.

La modellazione è stata poi svolta con una analisi lineare dinamica con impiego del fattore di struttura q , valutando a partire dalle considerazioni fatte al Cap.3 tale tipo di analisi la più soddisfacente e consona a rappresentare il comportamento della struttura in esame. Infatti la struttura non presenta nel piano del telaio, a causa della presenza delle cerniere alle base, un

adeguato grado di iperstaticità tale da consentire un'escursione in campo plastico con conseguente analisi non lineare.

6.3.3.1 Corpo C-3

Il corpo C-3 è costituito da 5 telai in cemento armato ad interasse rispettivamente di 4,31m, 4,53 m, 4,53m e 4,31m , per uno sviluppo longitudinale complessivo di 18,12m .

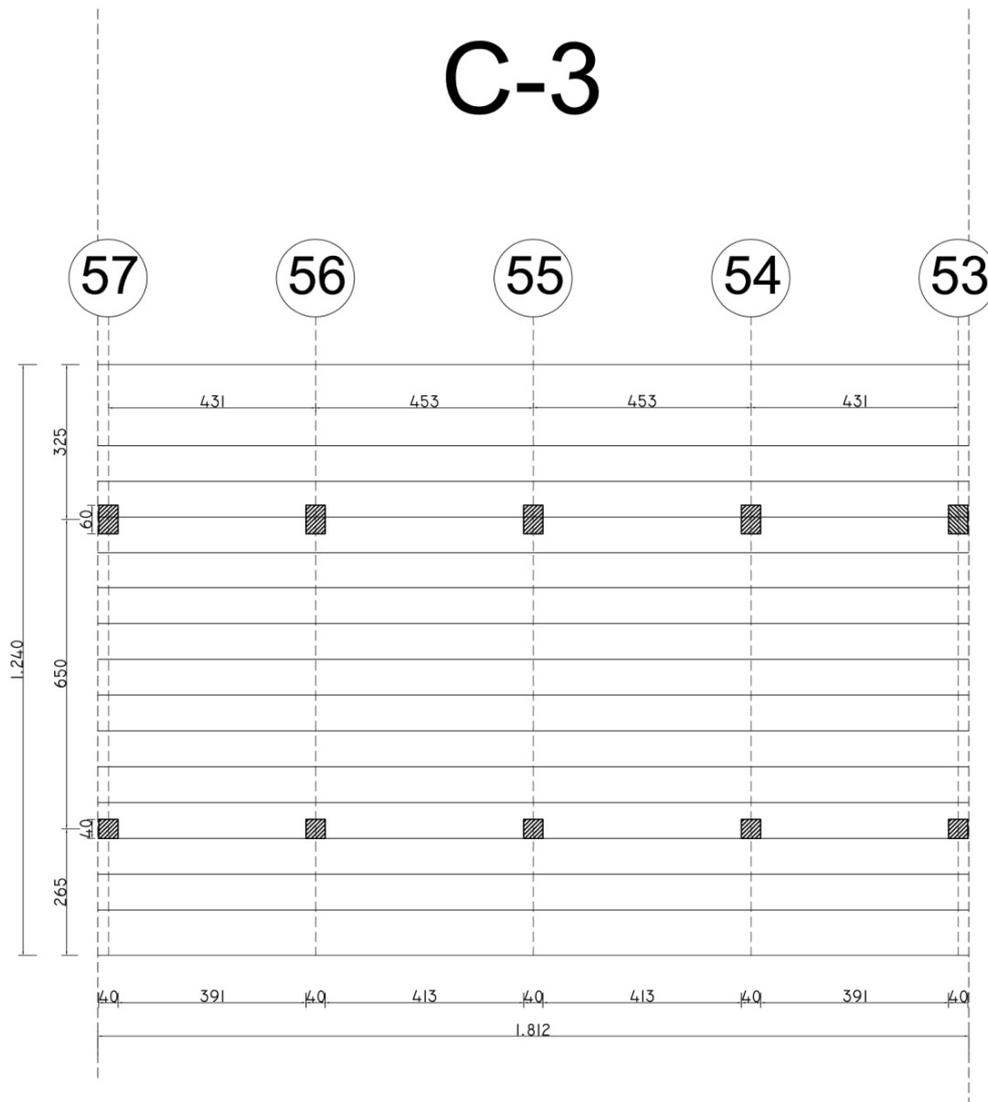


Figura 6.26 – Pianta Corpo C-3

Ciascun portale è poi costituito da due pilastri in c.a. di altezze diverse, posti ad un interasse di 6,5 m e collegati in sommità da una trave di sezione 40x80 cm. I pilastri hanno sezione variabile, quello interno di altezza pari a 3m, calcolata dall'attacco in fondazione all'asse della trave di collegamento, ha una sezione di base 40x40 mentre in sommità diventa 60x40, quello esterno invece ha altezza pari a 6,47m, e sezione 60x40 alla base fino ad arrivare a 100x40 in sommità. Il

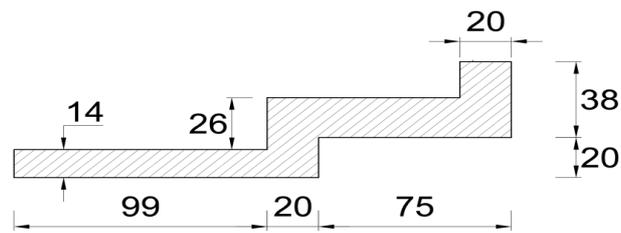


Figura 6.28 – Gradoni in c.a. 1 (Camminamento inferiore)

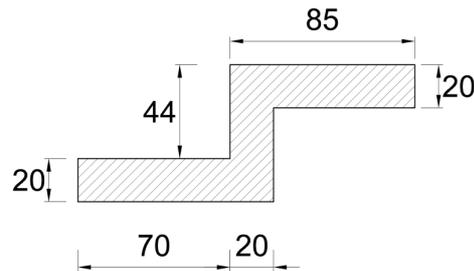


Figura 6.29 – Gradoni in c.a. 2 (pilastro alto)

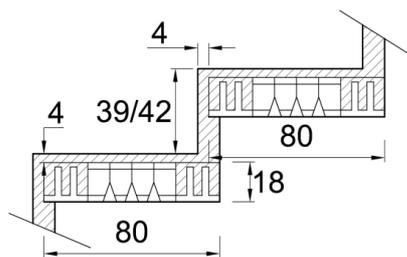


Figura 6.30 – Pannelli in latero-cemento

Gli elementi sopra descritti sono stati quindi modellati con elementi frame, in particolare ad i pilastri è stata assegnata una sezione equivalente media coerentemente alla struttura reale, ottenendo così il modello mostrato nelle figura seguente.

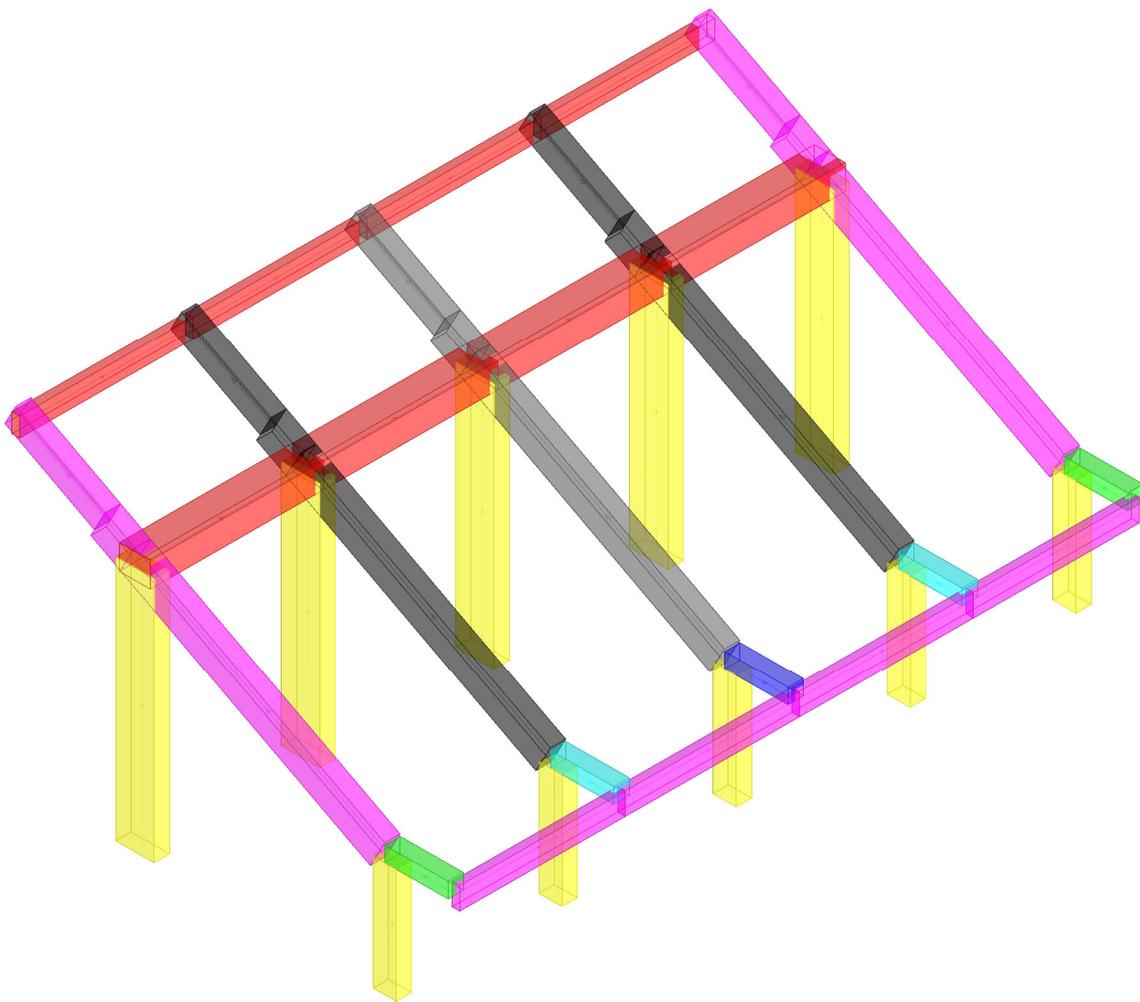


Figura 6.31– Vista estrusa modello Corpo C-3

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni realizzati in pannelli in latero cemento, pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti sono stati quindi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in Figura 6.26)

Telaio	Interasse [m]	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
57	2,155	5,39	8,62
56	4,42	11,05	17,68
55	4,53	11,32	18,12
54	4,42	11,05	17,68
53	2,155	5,39	8,62

Tabella 6.6– Carichi Corpo C-3

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove nel nostro caso abbiamo $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.3.3.2 Corpo C-4

Il corpo C-4 è costituito da 6 telai in cemento armato ad interasse rispettivamente di 4,31m, 4,53 m , 4,53m, 4,53m e 4,13m , per uno sviluppo longitudinale complessivo di 22,65m .

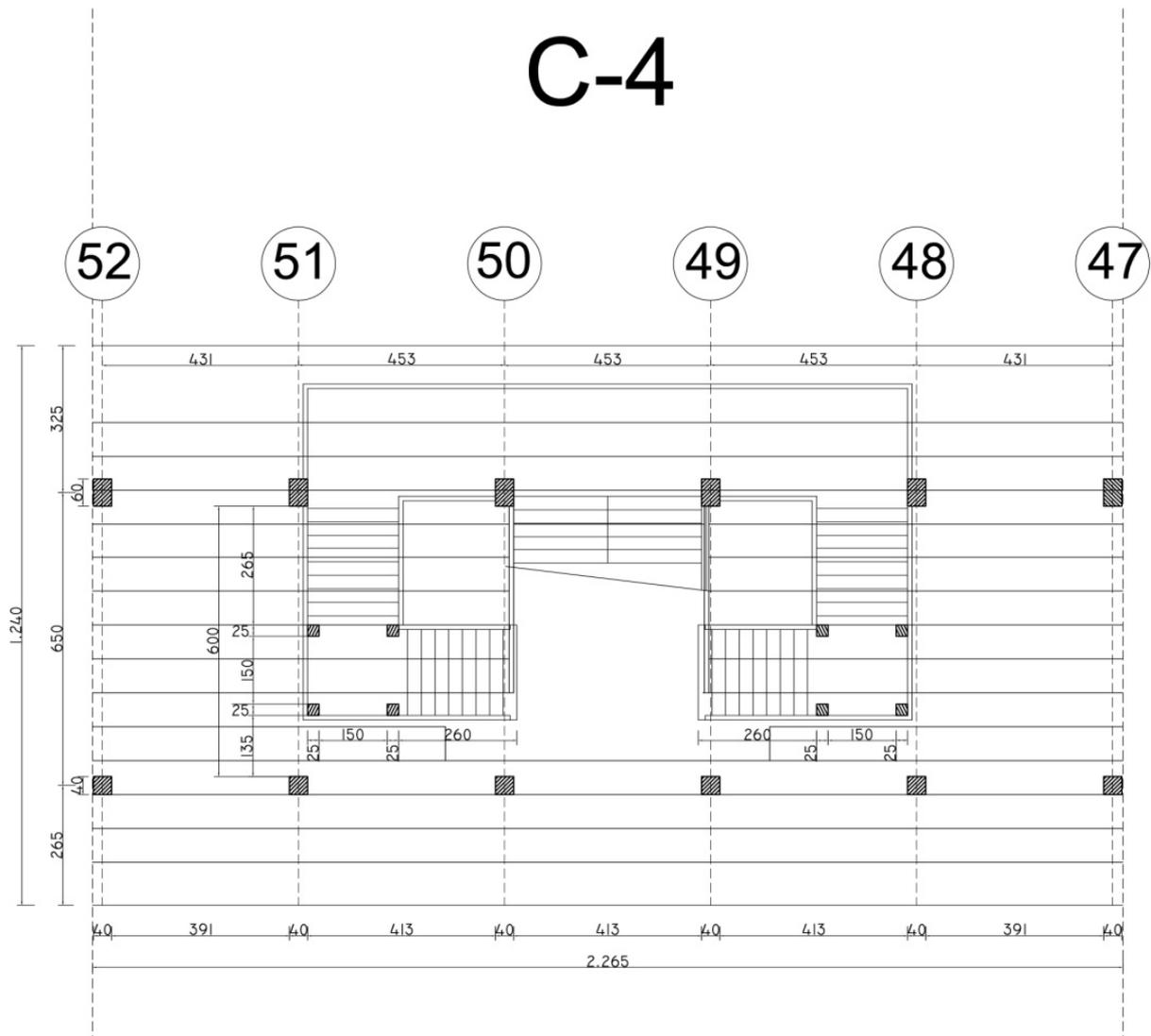


Figura 6.32 – Pianta Corpo C-4

Questo si differenzia dal precedente oltre che per il numero di telai, 6 invece di 5, per la presenza del corpo scale costituito da due rampe laterali iniziali che si vanno a congiungere in un ballatoio alla quota di 3,17m che porta all'unica rampa finale atta a garantire l'accesso alle gradinate del settore. La struttura delle scale è del tipo a soletta rampante, con la presenza di 4 pilastri di sezione 25x25 ed altezza di circa 2m in prossimità del primo ballatoio. Il ballatoio intermedio a quota 3,17m risulta vincolato ad una trave di sezione 50x55, solidale ai piedritti posteriori dei portali e sostenuto da quattro profili tubolari in acciaio, sezione $\phi 102 \times 3,5$ mm, in prossimità della

conclusione dello sbalzo. Il piano di arrivo è vincolato tramite opportune armature di collegamento alle travi principali inclinate dei portali di sezione 40x80.

Il corpo scala è stato quindi modellato con elementi *frame* dotati di rilasci di estremità per quanto riguarda i pilastri di sezione 25x25 e con elementi *shell-thin* per le solette rampanti. Il vincolo a terra della prima rampa è stato poi modellato come un semplice appoggio per evitare distribuzioni non coerenti con la realtà dell'azione sismica orizzontale. Per quanto riguarda il ballatoio intermedio a quota 3,17m e l'ultima rampa delle scale si è scelto di inserirli nella modellazione solo come carichi assegnati alle strutture principali. Il modello così ottenuto è quello mostrato nella seguente figura

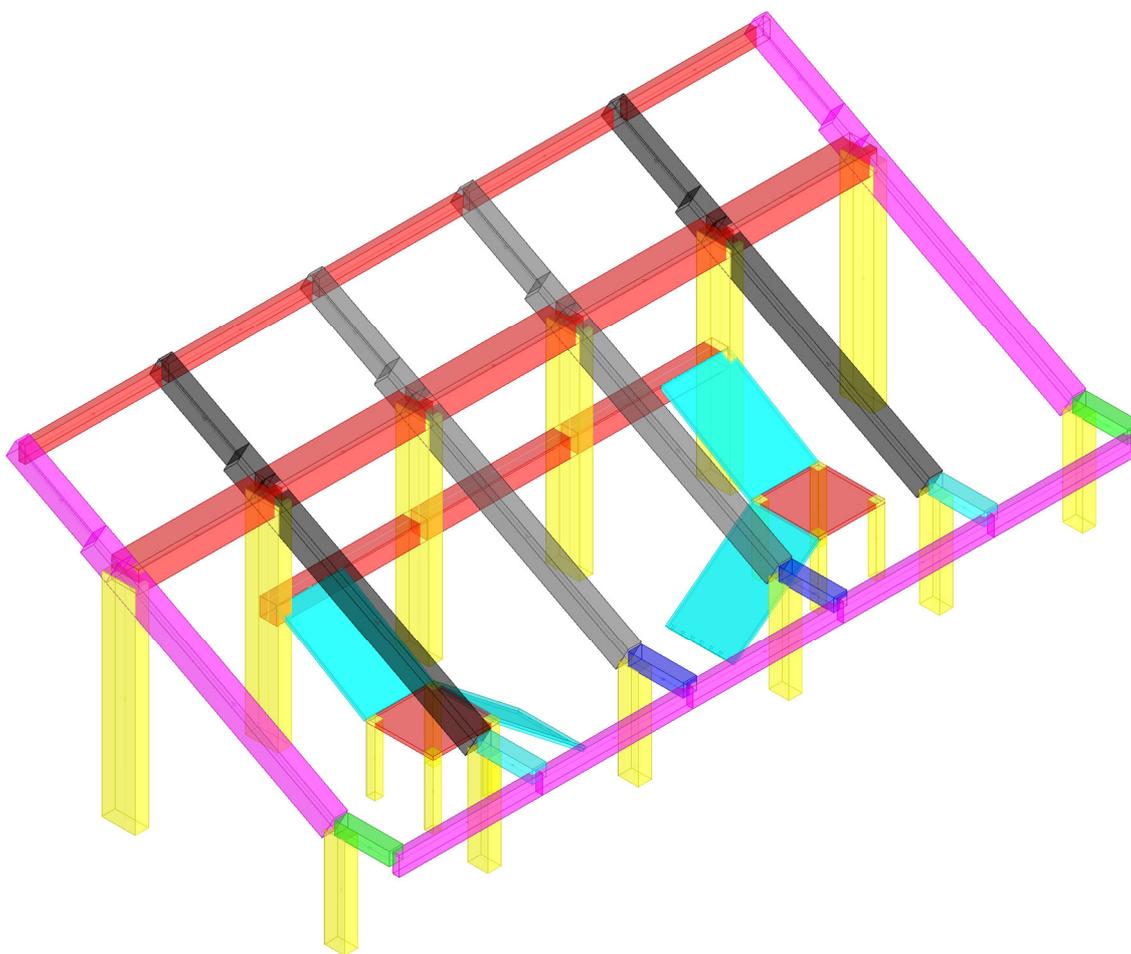


Figura 6.33 – Vista estrusa modello Corpo C-4

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni realizzati in pannelli in latero cemento, pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

La categoria C-2 comprende poi anche il caso di ballatoi e scale comuni qui rappresentato dai corpi scala, per i quali è stato quindi assegnato un carico distribuito di superficie pari a 4 kN/m^2 direttamente agente sugli elementi *shell* costituenti le rampe ed i ballatoi,

I carichi di superficie così descritti per quanto riguarda le gradinate, sono stati poi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in figura 6.32)

Telaio	Interasse [m]	G_2 [kN/m]	q_{var} [kN/m]
52	2,155	5,39	8,62
51	4,42	11,05	17,68
50	4,53	11,32	18,12
	2,265	5,66	8,84
49	4,53	11,32	17,68
	2,265	5,66	8,84
48	4,42	11,05	17,68
47	2,155	5,39	8,62

Tabella 6.7– Carichi Corpo C-4

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove nel nostro caso abbiamo $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.3.3.3 Corpo C-11

Il corpo C-11 è costituito da 6 telai in cemento armato aventi le stesse caratteristiche descritte per i precedenti corpi di fabbrica, la differenza sta nella loro disposizione. Si tratta infatti di uno dei corpi realizzati in curva, simmetrico al corpo B-2 sopra descritto appartenente alla curva Nord

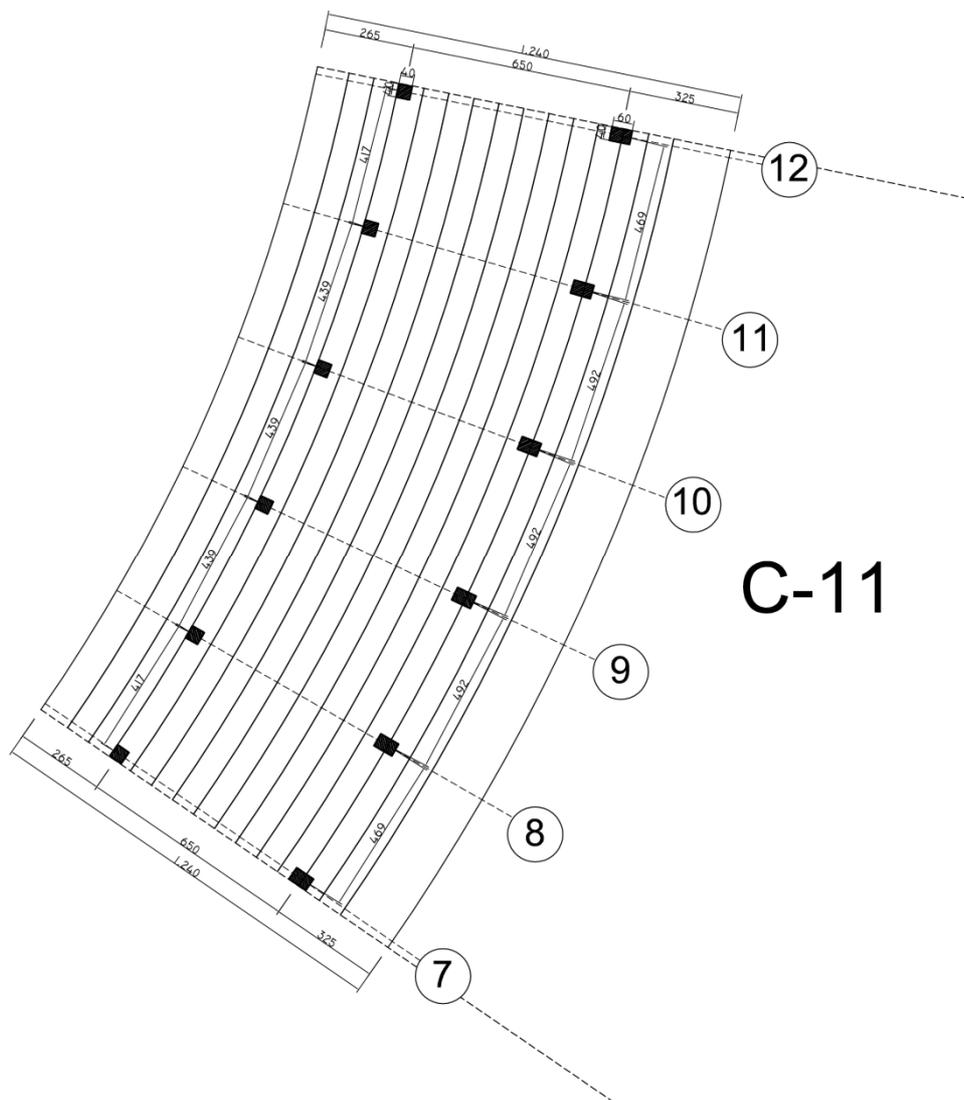


Figura 6.34 – Pianta Corpo C-11

Gli elementi costituenti la struttura sono, come detto, gli stessi dei precedenti corpi C-3 e C-4 pertanto il modello ottenuto è quello mostrato nelle seguente figura.

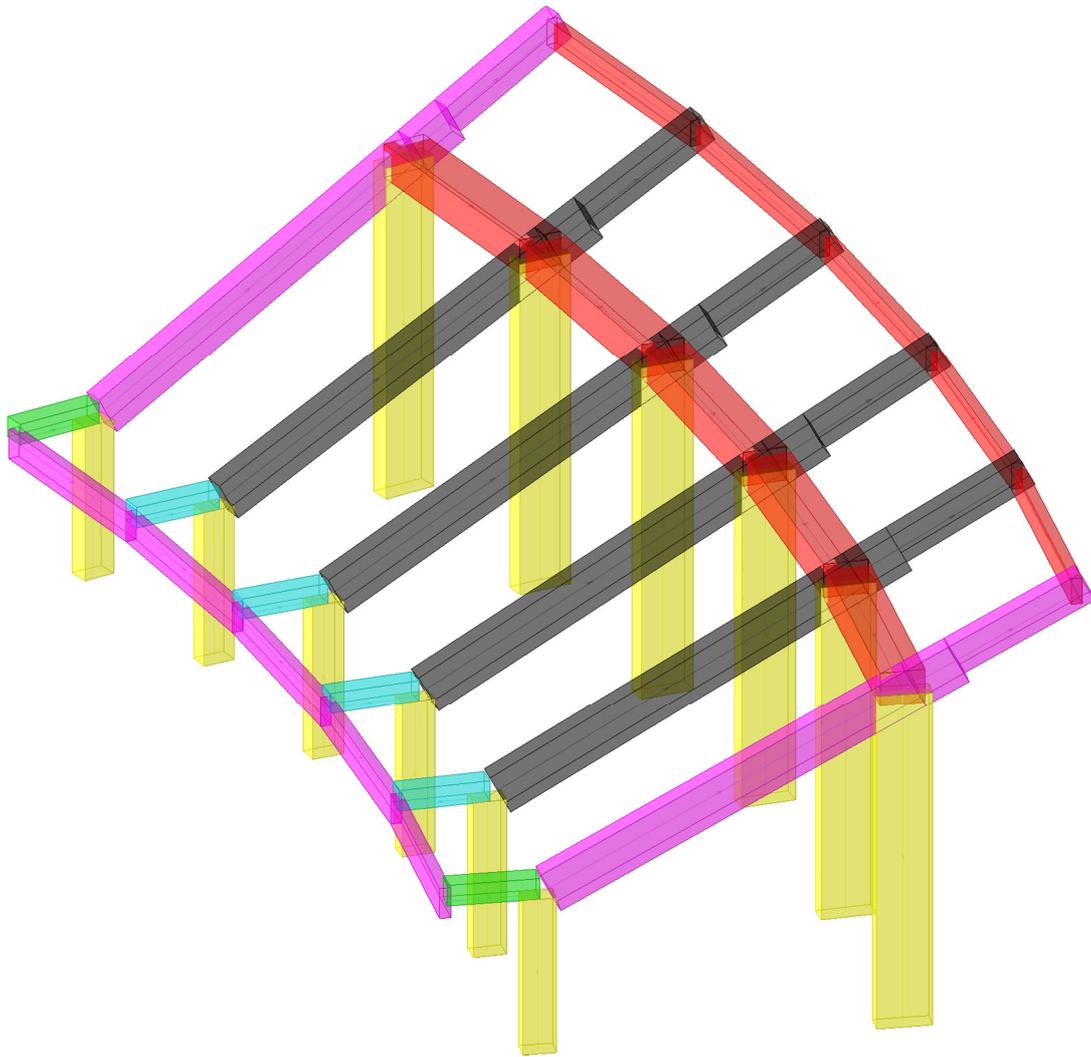


Figura 6.34 – Vista estrusa modello Corpo C-11

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni realizzati in pannelli in latero cemento, pari a $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti per quanto riguarda le gradinate, sono stati poi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in figura 6.34)

Telaio	A _{influenza} [m ²]	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
7	25,29	5,03	8,03
8	50,58	10,05	16,07
9	50,58	10,05	16,07
10	50,58	10,05	16,07
11	50,58	10,05	16,07
12	25,29	5,03	8,03

Tabella 6.6– Carichi Corpo C-11

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove nel nostro caso abbiamo $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.3.4 Modellazione azione sismica

L'azione sismica è definita a partire dai parametri sopra definiti (§ 6.1.4) e di seguito riportati:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (Classe d'uso III)
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T₁

Gli spettri elastici così ottenuti per lo stato limite di salvaguardia della vita sono evidenziati nella figura seguente

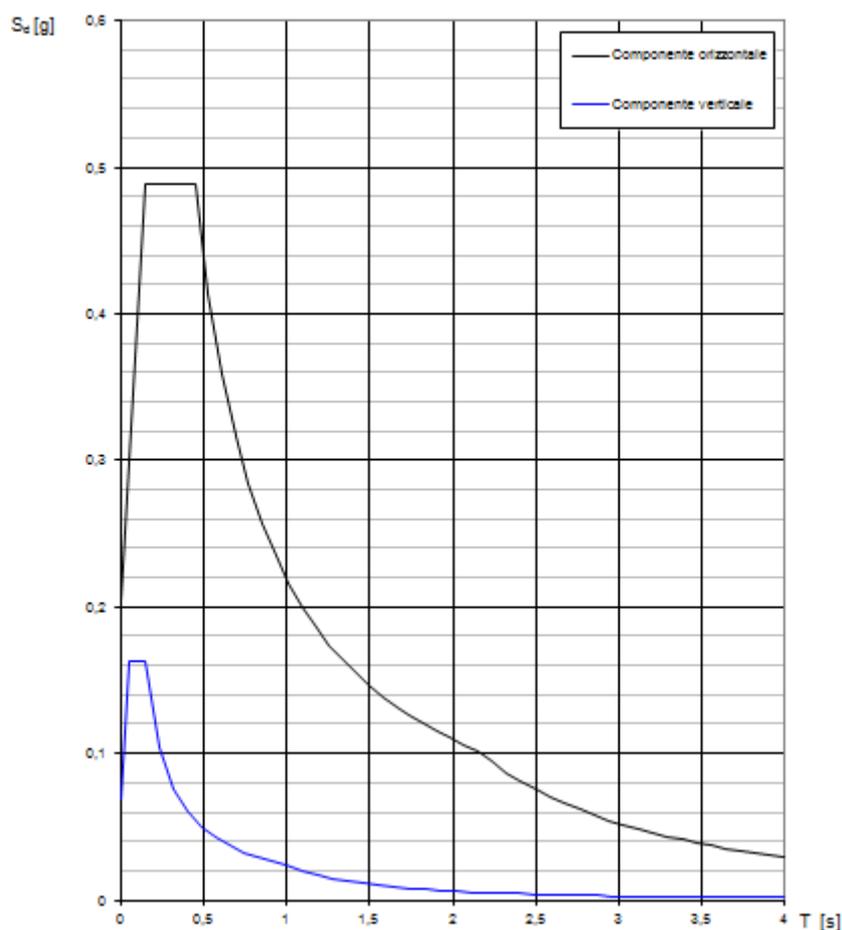
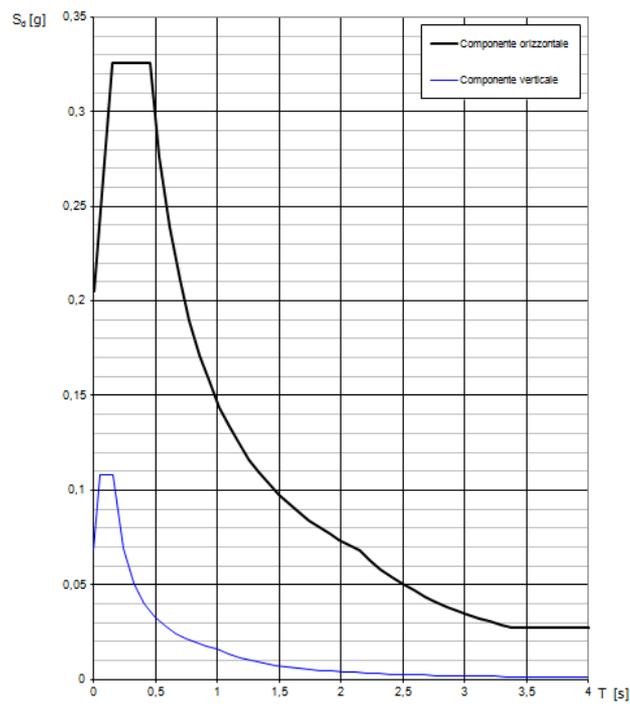
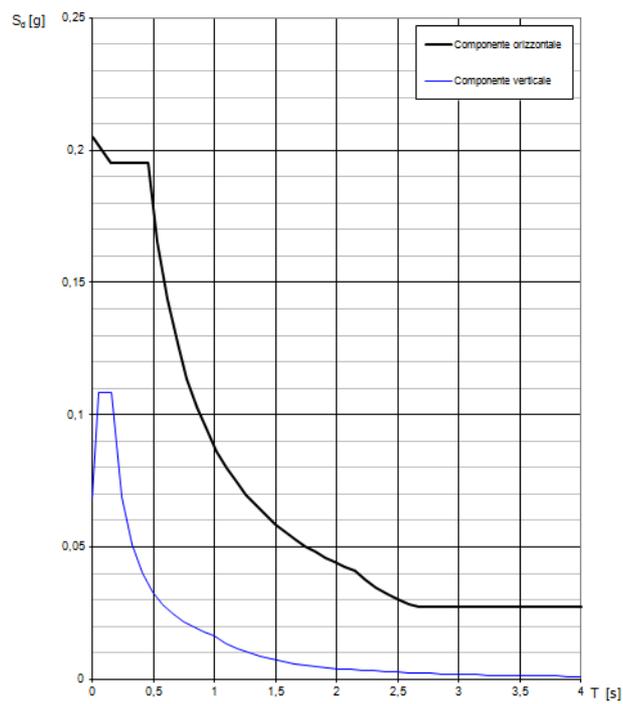


Figura 6.35 – Spettri elastici SLV

Una volta definiti gli spettri elastici, questi saranno ridotti per il fattore di struttura q stabilito per ogni analisi. In particolare, in accordo con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 e riportato al Cap.3, sono state effettuate due analisi con fattore di struttura diverso:

- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi fragili*
- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi duttili*

Si riportano così nelle seguenti figure i grafici degli spettri di risposta ottenuti

**Figura 6.36 – Spettri SLV $q = 1,5$** **Figura 6.37 – Spettri SLV $q = 2,5$**

6.4 Completamento Curve (1978)

6.4.1 Descrizione della struttura

L'intervento di completamento delle curve, realizzato nel 1978, consiste nella realizzazione di due corpi di fabbrica, uno per ciascuna curva, atti a chiudere l'anello dello stadio.

In particolare nella Curva Sud sono stati realizzati 4 portali del tutto uguali ai precedenti necessari per la conclusione dell'anello con la tribuna coperta.

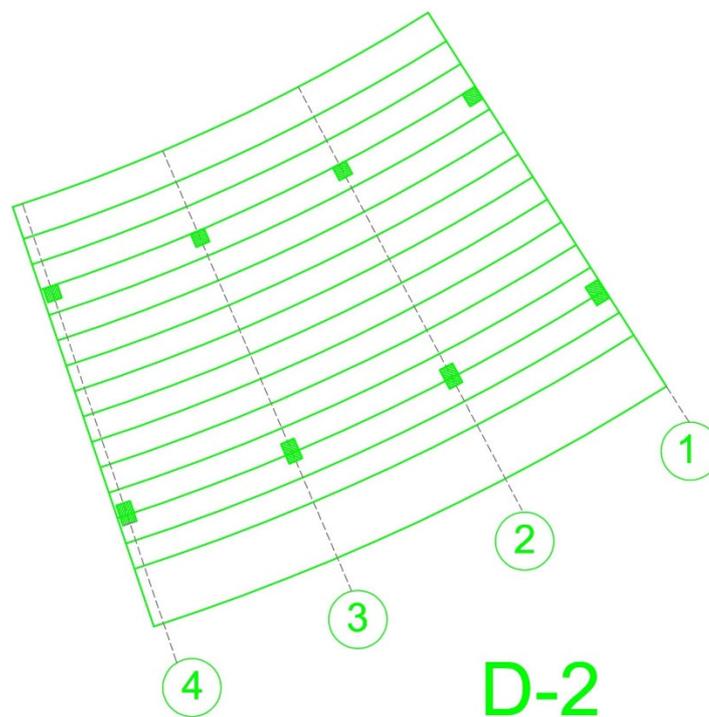


Figura 6.38 – Corpo D-2

Nella Curva Nord invece il completamento in prossimità della struttura esistente avviene in prossimità del restringimento dei telai dovuto all' Ingresso Maratona (Corpo B-1), pertanto mentre il primo portale di giunto e la prima campata ricalcano la struttura adiacente i successivi 3 portali riprendono le dimensioni e la forma dei precedenti portali tipo con interasse dei pilastri nel piano del telaio pari a 6,5m (Figura 6.39), andando così a ricongiungere il settore di Curva Nord all'attuale Tribuna Coperta.

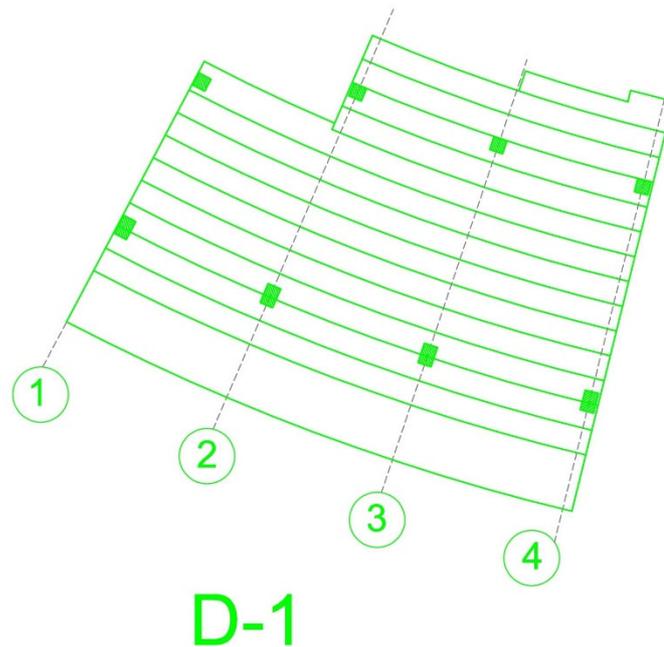


Figura 6.39 – Corpo D-1

Le fondazioni sono presumibilmente del tipo a trave rovescia e ricalcano quelle realizzate nei telai realizzati precedentemente.

Nonostante l'attenta ricerca presso: l'Archivio del Comune di Pisa, l'Archivio di Stato di Pisa (ASP), l'Archivio del Genio Civile di Pisa, l'Archivio del Laboratorio per le Esperienze dei Materiali da Costruzione della stessa Università di Pisa, e gli archivi delle imprese che sono intervenute nella costruzione dell'impianto; per questo intervento non è stato possibile reperire materiale documentale riguardante i progetti originari e i materiali impiegati nella costruzione.

Non avendo quindi a disposizione alcuna informazione al riguardo del progetto originale si è reso necessario lo svolgimento di un progetto simulato dell'intera struttura dei corpi di fabbrica denominati D-1 e D-2, sulla base della normativa vigente all'epoca della costruzione, in particolare come riportato al Cap.1 del presente lavoro si è fatto riferimento al **D.M. 16 giugno 1976** (*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e pe le strutture metalliche*).

6.4.2 Materiali

Le proprietà dei materiali sono quelle definite sulla base delle considerazioni fatte al precedente Capitolo 5 (Tabella 5.5) e qui di seguito riportate:

- Resistenza a compressione del calcestruzzo Corpo D1

$$f_{cm} = 24,2 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione del calcestruzzo Corpo D2

$$f_{cm} = 17,55 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a snervamento delle armature

$$f_{ym} = f_{ymin} = 320 \text{ N/mm}^2$$

Questi sono stati poi divisi per il fattore di confidenza FC per quanto riguarda il calcolo della capacità dei meccanismi di crisi duttili e per il fattore FC e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per i meccanismi di crisi fragile.

Il fattore di confidenza è stato quindi assunto pari a 1,35, essendo stato possibile raggiungere un livello di conoscenza limitato, LC1, della struttura.

Le proprietà del calcestruzzo sono infine completate dalle seguenti informazioni

- Massa volumica $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico fessurato Corpo D1 $E = 14340 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico fessurato Corpo D2 $E = 13022 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$

La scelta del modulo elastico è avvenuta sulla base delle considerazioni riportate al precedente Cap.3, ovvero assumere una decurtazione del 50% della rigidità non fessurata, così come suggerito dalla Normativa Italiana e seppure in termini diversi dall'Eurocodice, per non incorrere in risultati troppo conservativi. Il modulo elastico non fessurato è stato poi calcolato a partire dalla resistenza media del calcestruzzo f_{cm} , determinata a partire dai valori riportati nei certificati originari di prova dei materiali, con la seguente formula fornita al §11.2.10.3 delle NTC2008

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

Per quanto riguarda il progetto simulato sono state invece utilizzate le proprietà suggerite nella normativa dell'epoca (*D.M. 16 giugno 1976*), ovvero:

-
- Tensioni ammissibili calcestruzzo $\sigma_c = 9,75 \text{ N/mm}^2$; $\tau_{c1} = 1,83 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione ammissibile acciaio $\sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$
 - Modulo elastico calcestruzzo $E = 31177 \text{ N/mm}^2$
 - Coefficiente di omogeneizzazione $n = 15$

6.4.3 Modellazione della struttura

Non avendo a disposizione alcuna informazione al riguardo del progetto originale si è reso necessario lo svolgimento di un progetto simulato dell'intera struttura dei corpi di fabbrica denominati D-1 e D-2, sulla base della normativa vigente all'epoca della costruzione, in particolare come riportato al Cap.1 del presente lavoro si è fatto riferimento al **D.M. 16 giugno 1976** (*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e pe le strutture metalliche*).

Lo svolgimento del progetto simulato è avvenuto quindi, a partire dalle informazioni sulle caratteristiche geometriche dell'opera e dei materiali riportati ai precedenti paragrafi, sulla base delle indicazioni normative e di buona pratica dell'epoca.

In seguito per validare i risultati ottenuti e avere quindi informazioni certe sulle armature di travi e pilastri sono stati condotti dei saggi e delle indagini pacometriche a campione sugli elementi strutturali principali del copro di fabbrica.

Infine una volta calibrati i risultati del progetto simulato con le informazioni ottenute dalle indagini in situ sulla struttura è stata eseguita l'analisi dinamica lineare della struttura con impiego del fattore di struttura q , e sono state condotte le verifiche atte a determinare la vulnerabilità sismica della struttura esistente sulla base delle indicazioni contenute nelle vigenti normative (NTC2008). La modellazione agli elementi finiti è stata quindi effettuata con il detto programma SISMICAD v.12.3 che, dotato di post processore, ha permesso di effettuare le verifiche ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa e di ricavare l'indice di rischio della struttura.

6.4.3.1 Corpo D-1

Il corpo D-1 è costituito da 4 telai in cemento armato disposti secondo lo sviluppo a raggiera mostrato nella figura seguente.

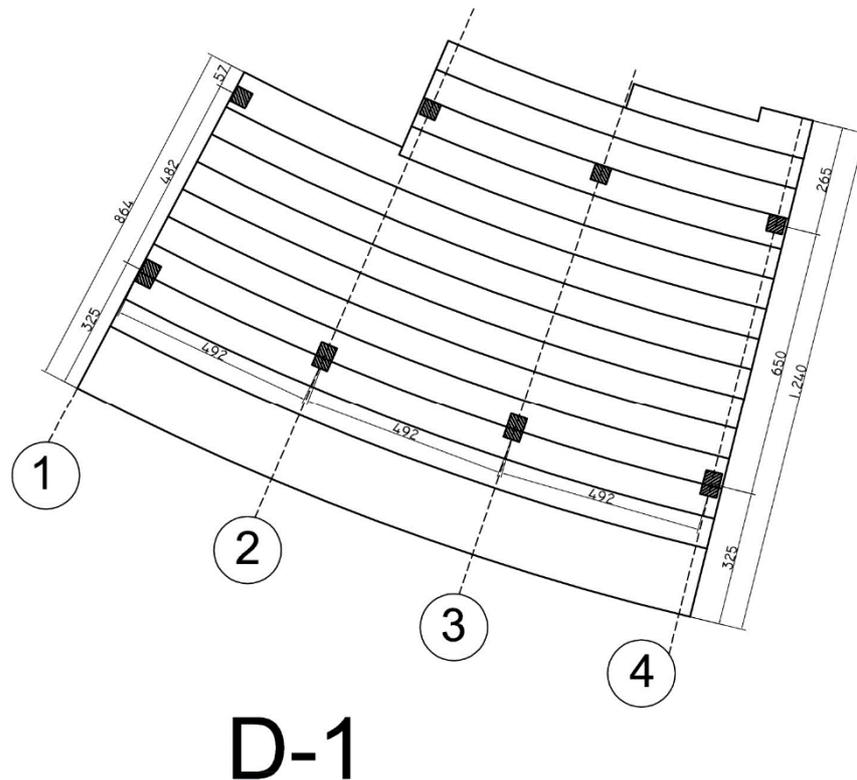


Figura 6.40 – Pianta Corpo D-1

Il primo portale di giunto e la prima campata ricalcano la struttura adiacente (Corpo B-1) con interasse tra i pilastri pari a 4,825 m, i successivi 3 portali riprendono invece le dimensioni e la forma dei portali tipo delle precedenti realizzazioni con interasse dei pilastri nel piano del telaio pari a 6,5m

Gli elementi costituenti la struttura sono stati modellati con elementi *frame* aventi le caratteristiche descritte ai precedenti paragrafi, ottenendo così il modello riportato nella successiva figura.

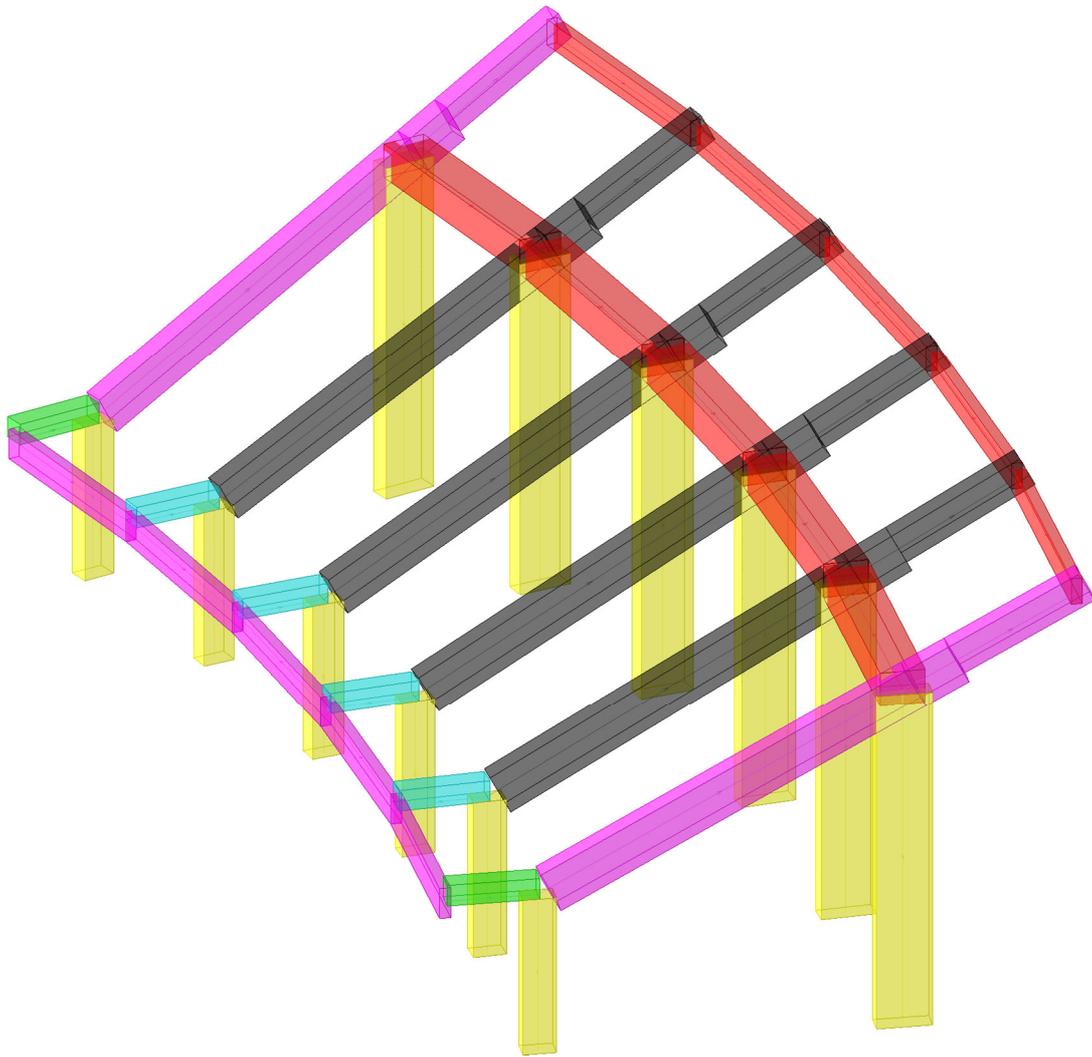


Figura 6.41 – Vista estrusa modello Corpo D-1

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni assunto pari a $4,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari a 6 kN/m^2 per il progetto simulato e assunti pari a 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti per quanto riguarda le gradinate, sono stati poi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in figura 6.40)

Telaio	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
1	10,75	14,21
2	17,88	23,64
3	18,26	24,10
4	9,13	12,06

Tabella 6.7– Carichi Corpo D-1 (Progetto simulato)

Telaio	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
1	10,75	9,47
2	17,88	15,76
3	18,26	16,07
4	9,13	8,04

Tabella 6.8– Carichi Corpo D-1 (NTC2008)

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

6.4.3.2 Corpo D-2

Il corpo D-2 è costituito da 4 telai in cemento armato disposti secondo lo sviluppo a raggiera mostrato nella figura seguente.

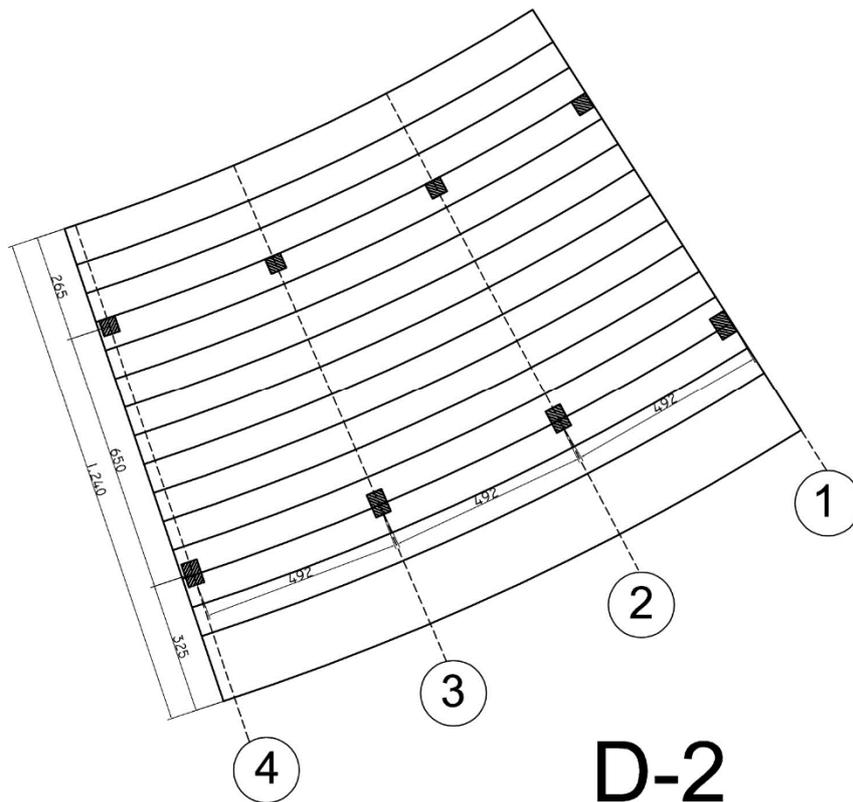


Figura 6.42 – Pianta Corpo D-2

I quattro portali riprendono la geometria del precedente intervento di realizzazione della Curva Sud (1968). Non cambiano pertanto la disposizione e le dimensioni degli elementi strutturali che sono stati modellati con elementi *frame* aventi le caratteristiche descritte ai paragrafi precedenti, ottenendo così il modello riportato nella successiva figura.

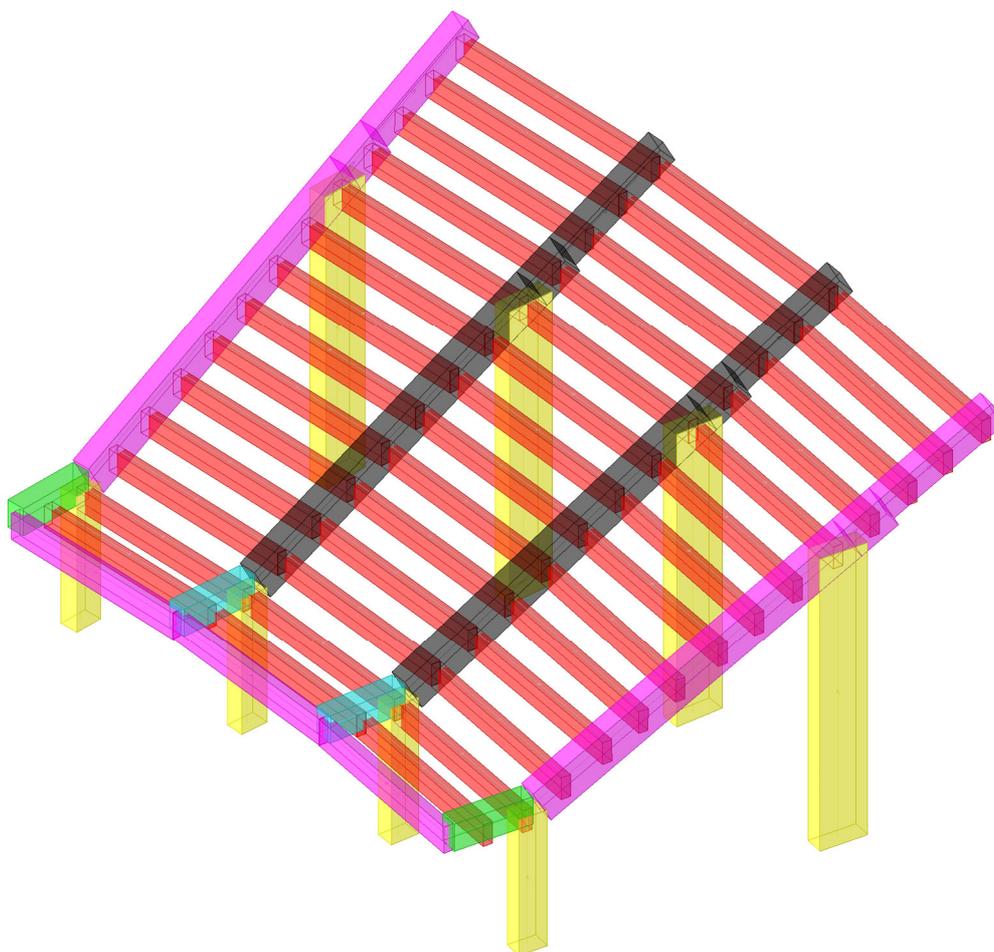


Figura 6.43 – Vista estrusa modello Corpo D-2

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto due tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con il peso dei gradoni assunto pari a $4,50 \text{ kN/m}^2$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari a 6 kN/m^2 per il progetto simulato e assunti pari a 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dal fatto che pur essendo state rimosse in tale settore le poltroncine, l'affollamento è garantito, in seguito alle nuove norme in materia di sicurezza degli stadi, dai posti numerati associati ai biglietti nominativi.

I carichi di superficie così descritti per quanto riguarda le gradinate, sono stati poi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella (la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in figura 6.42)

Telaio	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
1	9,13	12,06
2	18,26	24,10
3	18,26	24,10
4	9,13	12,06

Tabella 6.9– Carichi Corpo D-1 (Progetto simulato)

Telaio	G ₂ [kN/m]	q _{var} [kN/m]
1	9,13	8,04
2	18,26	16,07
3	18,26	16,07
4	9,13	8,04

Tabella 6.10– Carichi Corpo D-1 (NTC2008)

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

6.4.4 Modellazione azione sismica

L'azione sismica è definita a partire dai parametri sopra definiti (§ 6.1.4) e di seguito riportati:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (Classe d'uso III)
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T₁

Gli spettri elastici così ottenuti per lo stato limite di salvaguardia della vita sono evidenziati nella figura seguente

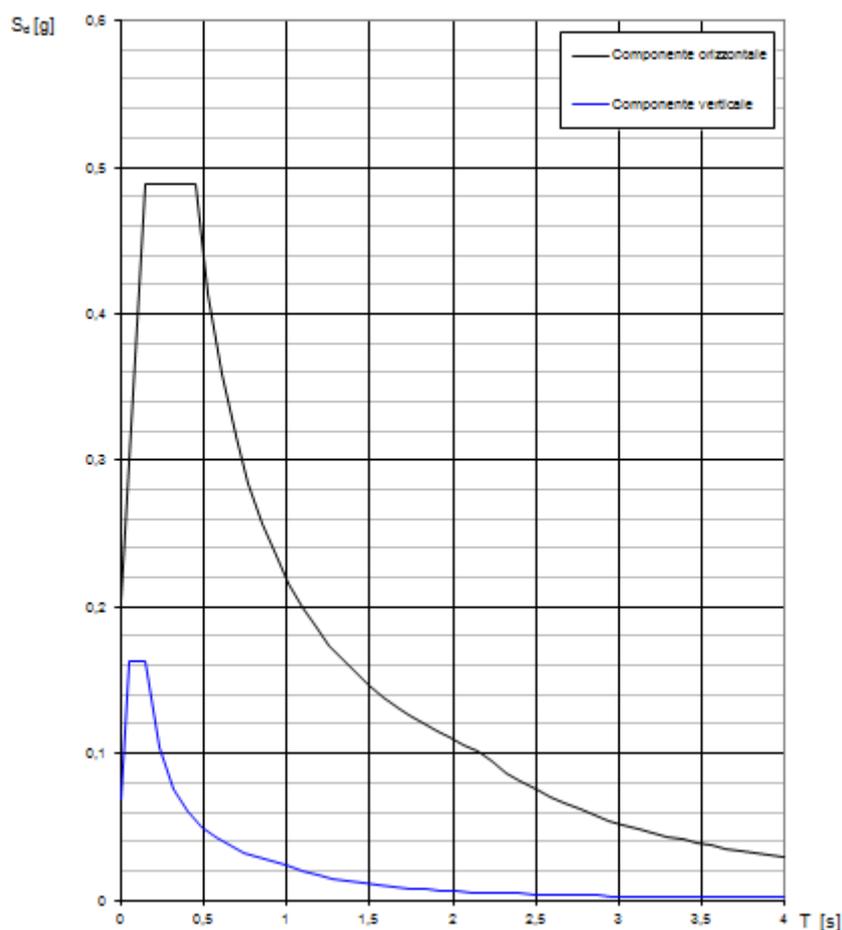
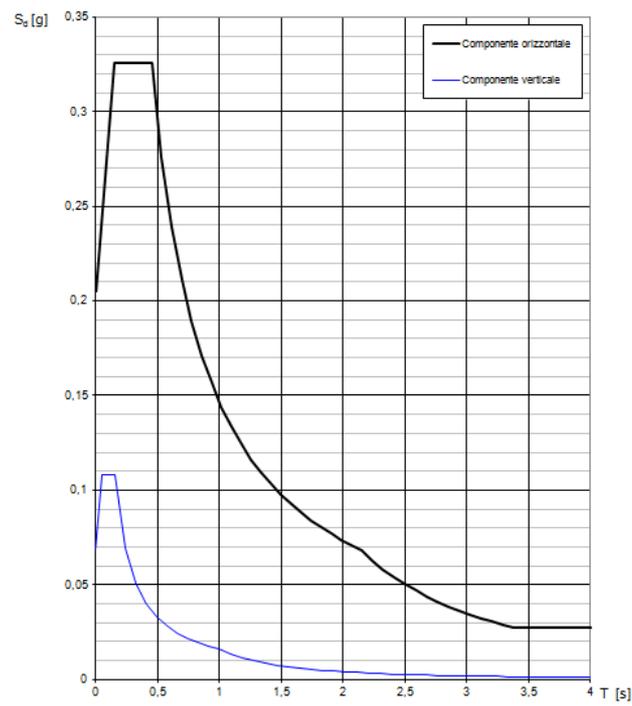
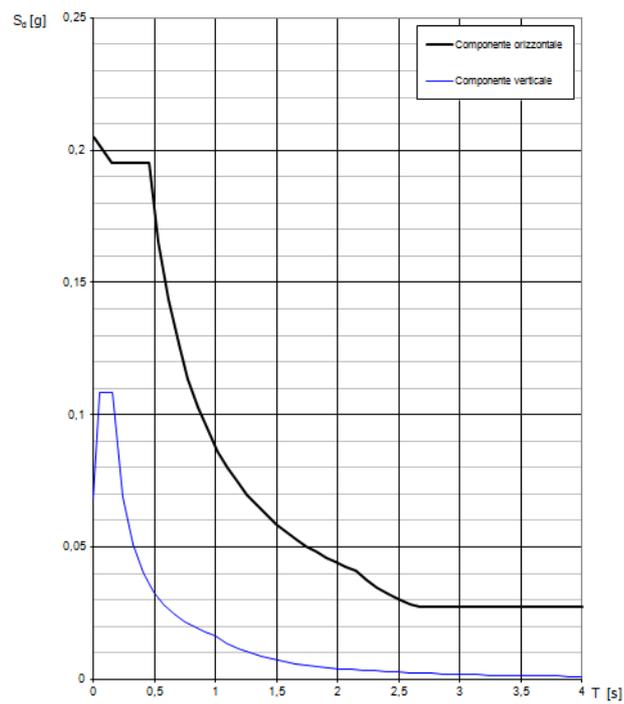


Figura 6.44 – Spettri elastici SLV

Una volta definiti gli spettri elastici, questi saranno ridotti per il fattore di struttura q stabilito per ogni analisi. In particolare, in accordo con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 e riportato al Cap.3, sono state effettuate due analisi con fattore di struttura diverso:

- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi fragili*
- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi duttili*

Si riportano così nelle seguenti figure i grafici degli spettri di risposta ottenuti

**Figura 6.45 – Spettri SLV $q = 1,5$** **Figura 6.46 – Spettri SLV $q = 2,5$**

6.5 Tribuna coperta (1982-1986)

6.5.1 Descrizione della struttura

Le strutture dell'attuale Tribuna Coperta sono state realizzate negli anni 1982-85, come descritto al precedente Capitolo 4, e comprendono 16 portali in cemento armato per complessivi tre corpi di fabbrica, da cui si protendono le mensole a ginocchio in c.a.p. a sostegno della copertura. L'interasse delle mensole è di 8,5 m nel tratto centrale rettilineo (telai 3 - 11) mentre è variabile da 8,73m a 6,9 m tra i telai 1, 2 e 3 (testata Nord della tribuna) e da 8,76 a 6,9 tra i telai 11,12,13 e 14 (testata Sud della tribuna).

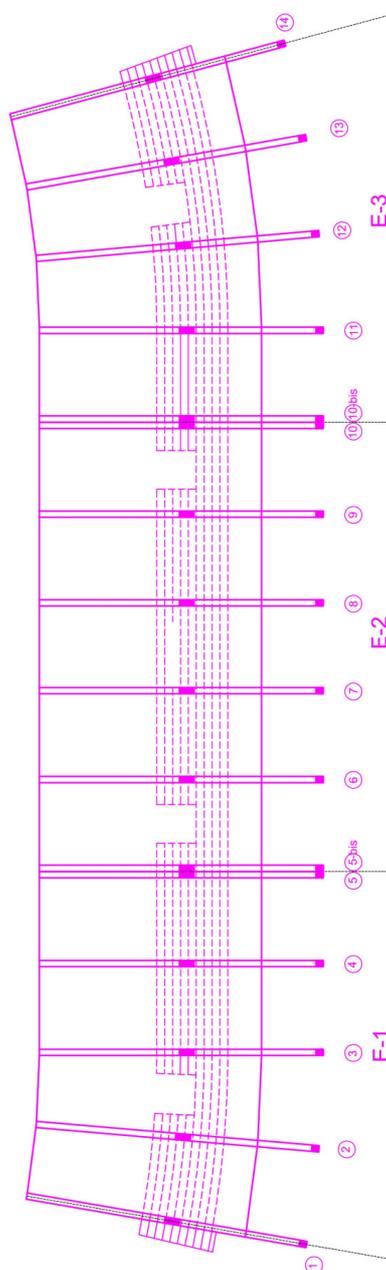


Figura 6.48 – Pianta Nuova Tribuna Coperta

I portali sono formati da due piedritti a sezione variabile collegati da una traversa inclinata di sezione costante a sostegno del settore alto della gradinata, che è costituita da 9 gradoni prefabbricati in c.a. e da un solaio alleggerito sempre in c.a. dello spessore di 52 cm, gettato in opera come collegamento longitudinale e formante un corridoio superiore continuo di larghezza 2,5 m. Il piedritto anteriore, lato campo da gioco, è completamente solidarizzato alla struttura di fondazione mentre quello posteriore è incernierato al piede. I due plinti di fondazione, anteriore e posteriore di ciascun portale, sono poi collegati mediante una trave catena in c.a. . L'interasse tra i piedritti al piano di fondazione è pari a 12,62 m.

I telai sono quindi completati dalle mensole a ginocchio in c.a.p. a sostegno della copertura, la luce libera di queste nervature a sbalzo è di 18,46 m all'intradosso e la loro sezione retta è a "T" rovescia con altezza e spessori d'ala e di anima variabili. All'estradosso delle ali sono appoggiati i pannelli di solaio prefabbricati in c.a.p. e gli elementi di coronamento e di gronda in c.a. ordinario, anch'essi prefabbricati.

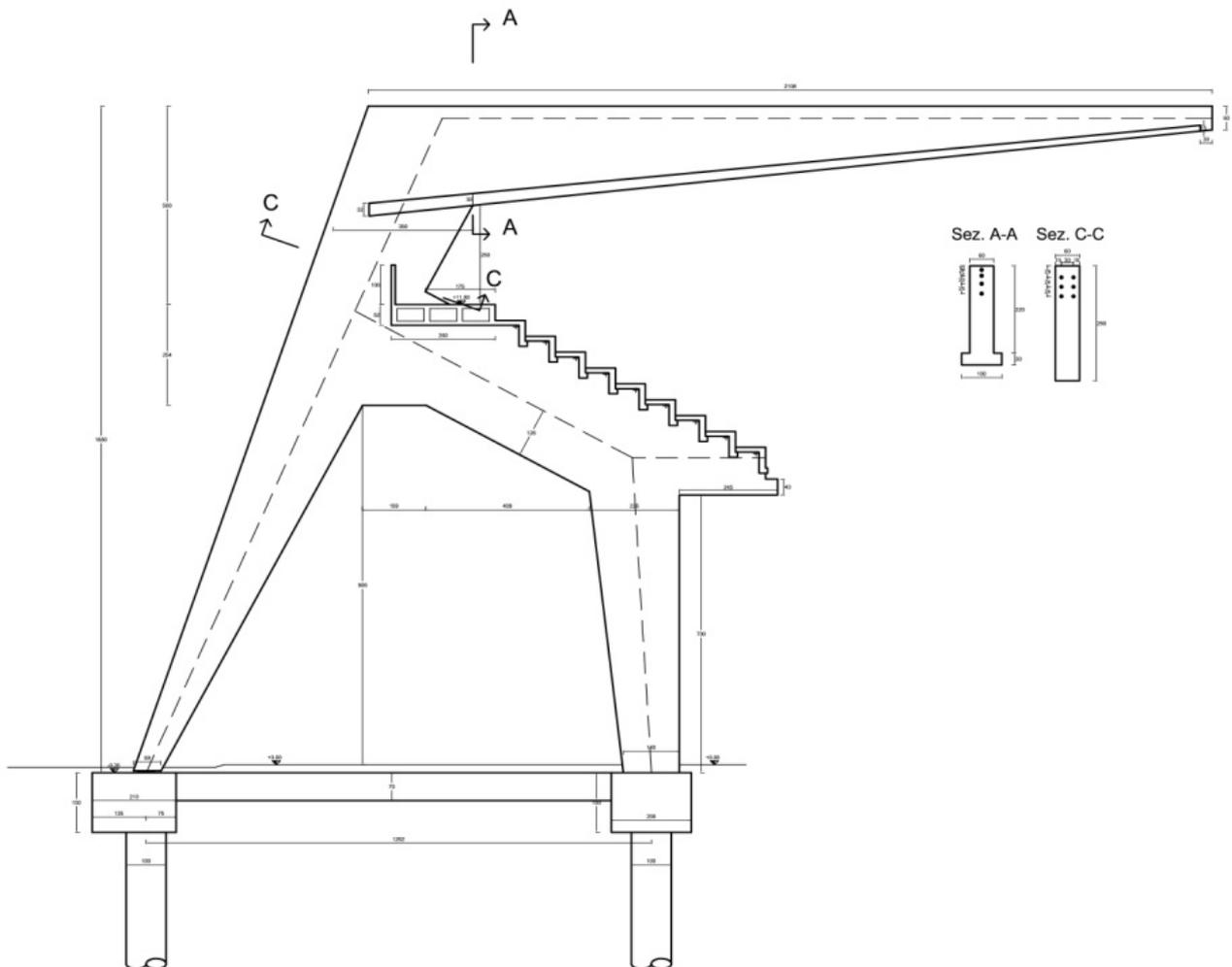


Figura 6.49 – Sezione Portale Tipo

Le traverse dei portali, realizzate inizialmente in cemento armato ordinario, sono state in un secondo tempo precomprese mediante 6 barre Dywidag $\phi 36$ esterne, pretese e ancorate a testate in carpenteria d'acciaio in corrispondenza dei nodi.

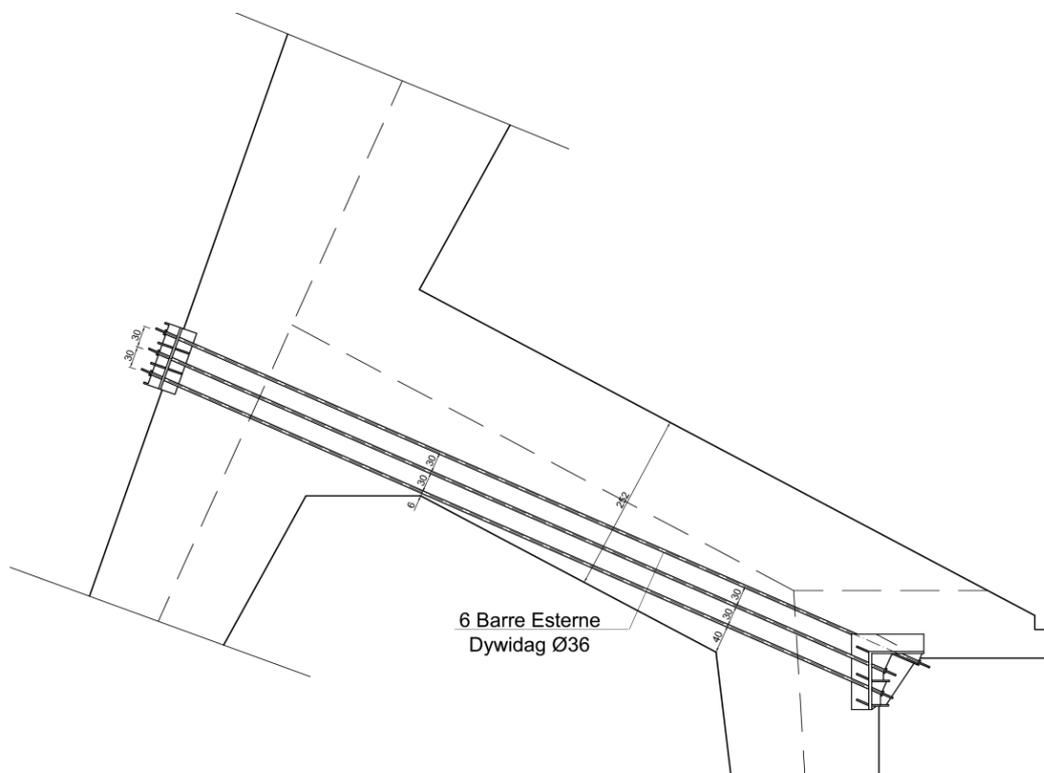


Figura 6.50 – Precompressione traversa

Le fondazioni dei telai sono del tipo su pali trivellati in c.a. di grande diametro, in particolare i plinti anteriori poggiano su due pali di diametro pari a 1 m e lunghezza utile 30 m, mentre quelli posteriori su un unico palo di diametro sempre pari a 1 m e lunghezza utile 22 m.

I quattro corpi scala presenti, situati tra i telai 2 e 3, 5bis e 6, 9 e 10, 12 e 13, sono realizzati completamente in c.a. e presentano quattro ripiani, due dei quali portati dai telai principali e due facenti parte dell'apposita struttura con propria fondazione diretta e solette rampanti tra i ripiani. In corrispondenza dei ripiani della scala a quota + 5,01 m, si protendono, a sbalzo dai piedritti posteriori, ampi ballatoi di sosta formati da solai alleggeriti in c.a. di spessore 52 cm, separati mediante giunti dai ripiani stessi.

I quattro corpi scala sono quindi collegati da un percorso aereo, al livello dei ripiani a quota + 5,01 m, costituito da una trave a "U", con larghezza utile di calpestio pari a 1,76m, a più campate sospese ai telai principali mediante tiranti in c.a. e semplicemente appoggiate ai ripiani intermedi

dei corpi scala. La passerella così descritta termina in corrispondenza delle testate Nord e Sud della tribuna, con due scale aventi struttura indipendente in c.a. .

È inoltre presente una scala in acciaio di accesso alla tribuna autorità, inserita tra i portali 7 e 8 costituita da due ritti in profilati HEB340 incastrati al piede e controventati dai ballatoi ancorati agli stessi ritti anteriori dei portali 7 e 8.

6.5.2 Materiali

Le proprietà dei materiali sono quelle definite sulla base delle considerazioni fatte al precedente Capitolo 5 (Tabella 5.5) e qui di seguito riportate:

- Resistenza media a compressione cls

$$f_{cm} = 0,83 \cdot 460 = 381,8 \text{ kg/cm}^2$$

- Resistenza media a snervamento acciaio da c.a.

$$f_{ym} = f_{yk} = 4680 \text{ kg/cm}^2$$

- Resistenza media al limite elastico dello 0,2% dell'acciaio in fili per cavi da c.a.p.

$$f_{p(0,2)m} = f_{p(0,2)k} = 16010 \text{ kg/cm}^2$$

- Resistenza media a rottura dell'acciaio in fili per cavi da c.a.p.

$$f_{ptm} = f_{ptk} = 17610 \text{ kg/cm}^2$$

Questi sono stati poi divisi per il fattore di confidenza FC per quanto riguarda il calcolo della capacità dei meccanismi di crisi duttili e per il fattore FC e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per i meccanismi di crisi fragile.

Il fattore di confidenza è stato quindi assunto pari a 1,2, essendo stato possibile raggiungere un livello di conoscenza adeguato, LC2, della struttura.

Le proprietà del calcestruzzo sono infine completate dalle seguenti informazioni

- Massa volumica $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Modulo elastico fessurato $E = 16442 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$

La scelta del modulo elastico è avvenuta sulla base delle considerazioni riportate al precedente Cap.3, ovvero assumere una decurtazione del 50% della rigidità non fessurata, così come

suggerito dalla Normativa Italiana e seppure in termini diversi dall'Eurocodice, per non incorrere in risultati troppo conservativi. Il modulo elastico non fessurato è stato poi calcolato a partire dalla resistenza media del calcestruzzo f_{cm} , determinata a partire dai valori riportati nei certificati originari di prova dei materiali, con la seguente formula fornita al §11.2.10.3 delle NTC2008

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

6.5.3 Modellazione della struttura

Come descritto al paragrafo precedente, la struttura dei 3 corpi di fabbrica è una struttura ripetitiva a portali in c.a. e in c.a.p. , si è quindi scelto di effettuare la modellazione del corpo in rettilineo E-2, ritenendolo rappresentativo del comportamento dell'intera realizzazione.

La modellazione agli elementi finiti è stata effettuata con l'ausilio del programma SISMICAD v.12.3 dotato di post processore in grado di effettuare le verifiche di edifici esistenti ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa. Il tutto integrato da verifiche locali per gli elementi di non affidabile modellazione sul programma SISMICAD, quali ad esempio le mensole in c.a.p. di copertura.

È stata poi svolta un'analisi lineare dinamica con impiego del fattore di struttura q , valutando a partire dalle considerazioni fatte al Cap.3 tale tipo di analisi la più soddisfacente e consona a rappresentare il comportamento della struttura in esame. Infatti la struttura in esame non presenta un adeguato grado di iperstaticità tale da consentire un'escursione in campo plastico con conseguente analisi non lineare.

6.5.3.1 Corpo E-2

Il corpo E-2 è costituito da 6 portali in cemento armato ad interasse 8,5 m, per uno sviluppo longitudinale complessivo di 43,10m

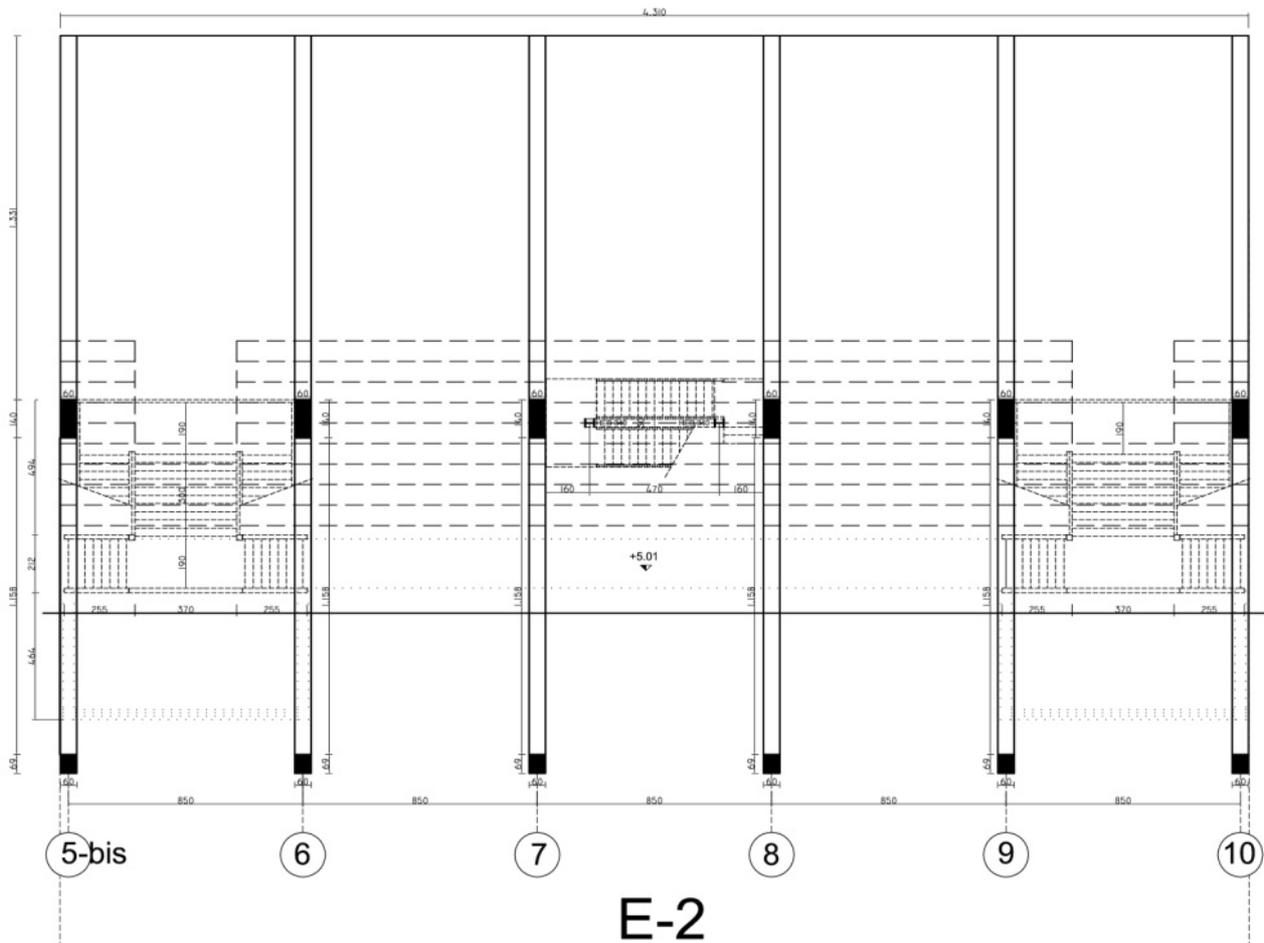


Figura 6.51 – Pianta Corpo E-2

Ciascun portale è poi formato da due piedritti a sezione variabile collegati da una traversa inclinata di sezione costante a sostegno del settore alto della gradinata, che è costituita da 9 gradoni prefabbricati in c.a. e da un solaio alleggerito sempre in c.a. dello spessore di 52 cm, gettato in opera come collegamento longitudinale e formante un corridoio superiore continuo di larghezza 2,5 m. L'interasse tra i piedritti al piano di fondazione è pari a 12,62 m.

Il piedritto anteriore, lato campo da gioco, ha sezione variabile tra 140x60 cm nella sezione di base e 225x60 cm in sommità ed è completamente solidarizzato alla struttura di fondazione mentre quello posteriore inclinato ha sezione variabile tra 69x60 cm nella sezione di base e 342x60 cm in sommità ed è incernierato al piede. La traversa ha invece sezione costante pari a 60x252 cm.

I telai sono quindi completati dalle mensole a ginocchio in c.a.p. a sostegno della copertura, la luce libera di queste nervature a sbalzo è di 18,46 m all'intradosso e la loro sezione retta è a "T" rovescia con altezza e spessori d'ala e di anima variabili. All'estradosso delle ali sono appoggiati i pannelli di solaio prefabbricati in c.a.p. e gli elementi di coronamento e di gronda in c.a. ordinario, anch'essi prefabbricati.

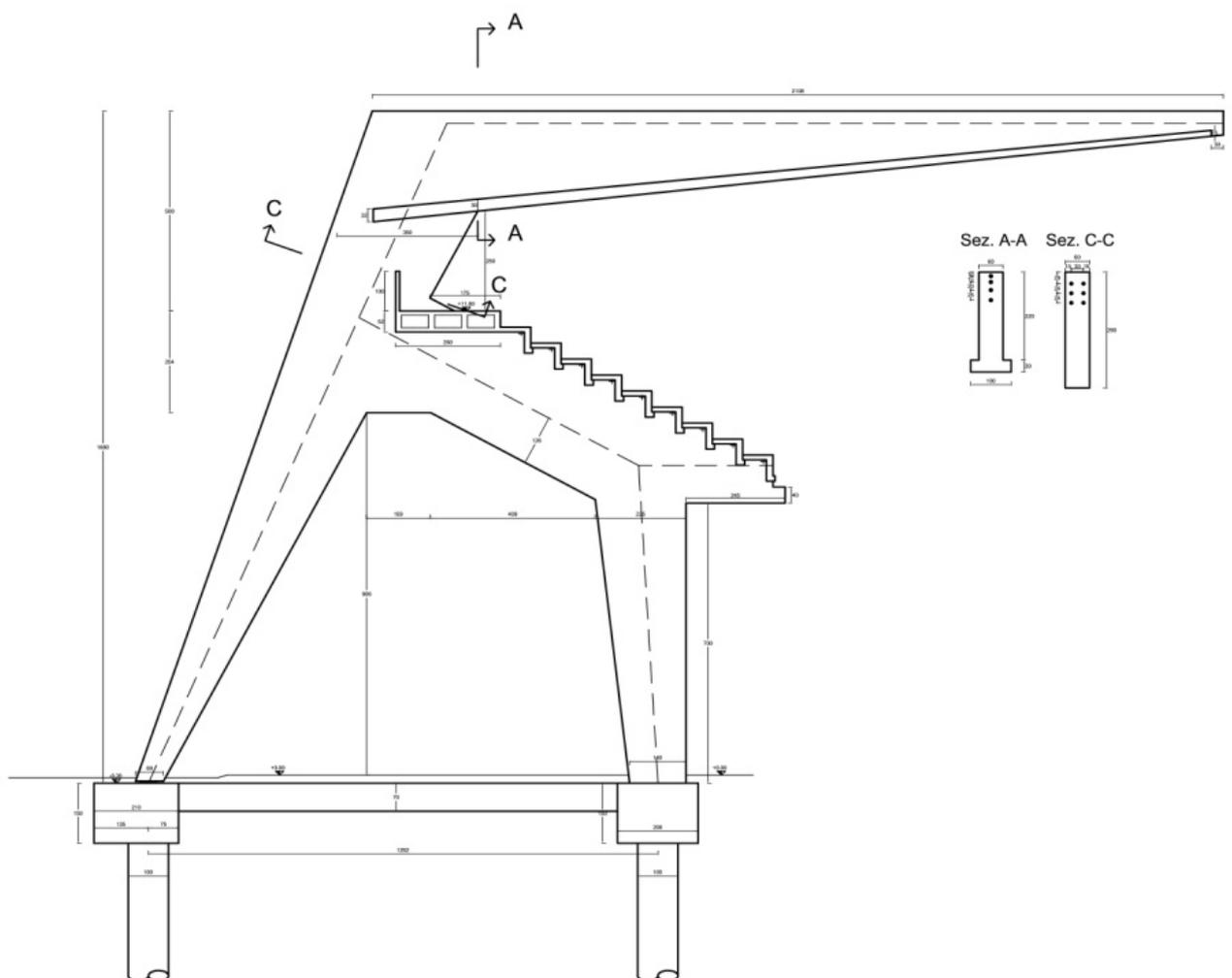


Figura 6.52 – Sezione Portale Tipo

Le fondazioni dei telai sono del tipo su pali trivellati in c.a. di grande diametro, in particolare i plinti anteriori poggiano su due pali di diametro pari a 1 m e lunghezza utile 30 m, mentre quelli posteriori su un unico palo di diametro sempre pari a 1 m e lunghezza utile 22 m. I due plinti di fondazione, anteriore e posteriore di ciascun portale, sono poi collegati mediante una trave catena in c.a. .

A partire dall'individuazione degli assi di ogni elemento strutturale del portale, riportati in Figura 5.41, lo schema statico assunto è stato il seguente (Figura 6.53), ottenuto schematizzando, in

accordo con la realtà, il vincolo a terra del piedritto anteriore come un incastro e quello del piedritto posteriore come un cerniera.

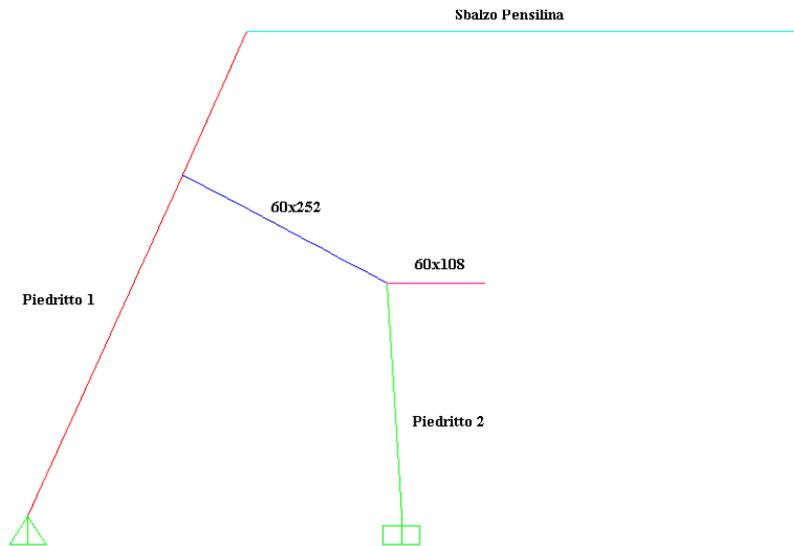


Figura 6.53 – Schema statico singolo portale

Per quanto riguarda poi la modellazione dei piedritti e della mensola in c.a. sono state utilizzate elementi *frame* a cui è stata assegnata una sezione equivalente media coerentemente alla struttura reale.

Il collegamento longitudinale tra i telai sopra descritti è quindi garantito, per il piano delle gradinate, dai 9 gradoni in c.a. e dal solaio alleggerito, sempre in c.a., dello spessore di 52 cm del camminamento superiore (larghezza 2,5 m). Tali elementi, descritti nelle seguenti figure, risultano, per le informazioni che abbiamo a disposizione, semplicemente appoggiati ai portali e sono stati pertanto modellati con elementi *frame* a cui sono stati assegnati dei rilasci di estremità in M_2 e M_3 .

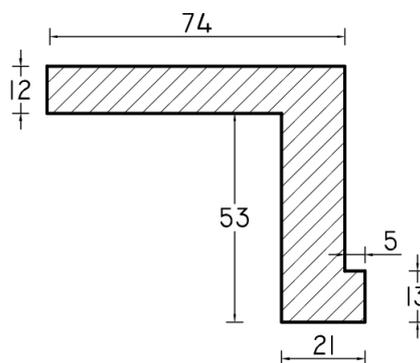


Figura 6.54 – Gradoni in c.a.

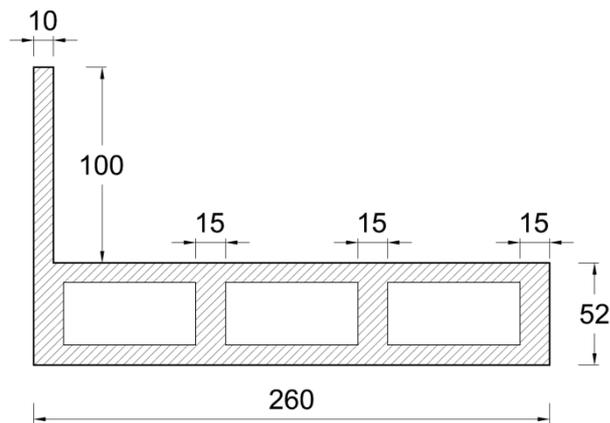


Figura 6.55 – Solaio camminamento superiore

Per il solaio del camminamento superiore (Figura 6.55) di altezza 52 cm, la sezione dell'elemento *frame* è stata assunta pari a quella definita dalle sole nervature in calcestruzzo.

Per quanto riguarda poi il piano di copertura il collegamento tra i portali è garantito dall'insieme costituito dai pannelli prefabbricati del solaio stesso, dai cordoli di completamento gettati in opera e dagli elementi di coronamento e di gronda. Infatti pur essendo i pannelli prefabbricati in c.a.p. di altezza 14 cm semplicemente appoggiati all'estradosso delle ali delle mensole di copertura, risultano poi fermati sui quattro lati, nel piano del solaio, dai cordoli di completamento gettati in opera in prossimità delle ali stesse, dal cordolo di testata e dal canale di gronda

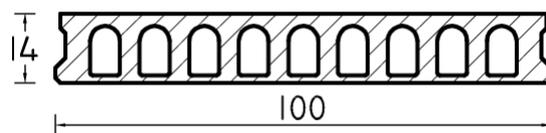


Figura 6.56 – Pannelli solaio di copertura

Queste considerazioni hanno fatto sì di poter considerare, in prima approssimazione, la completa solidarietà tra il solaio di copertura e le mensole dei portali e di poter così definire il piano di copertura come un piano rigido, schematizzandolo nel modello attraverso il vincolo interno *diaphragm* (diaframma).

Per non appesantire la modellazione e per evitare di distogliere l'attenzione dalla struttura principale, si è scelto infine di non modellare la struttura dei corpi scala e della passerella, riducendo la loro presenza ai carichi trasmessi ai portali.

Il modello agli elementi finiti dell'intero corpo di fabbrica E-2 così ottenuto risulta essere quello mostrato nelle seguenti figure

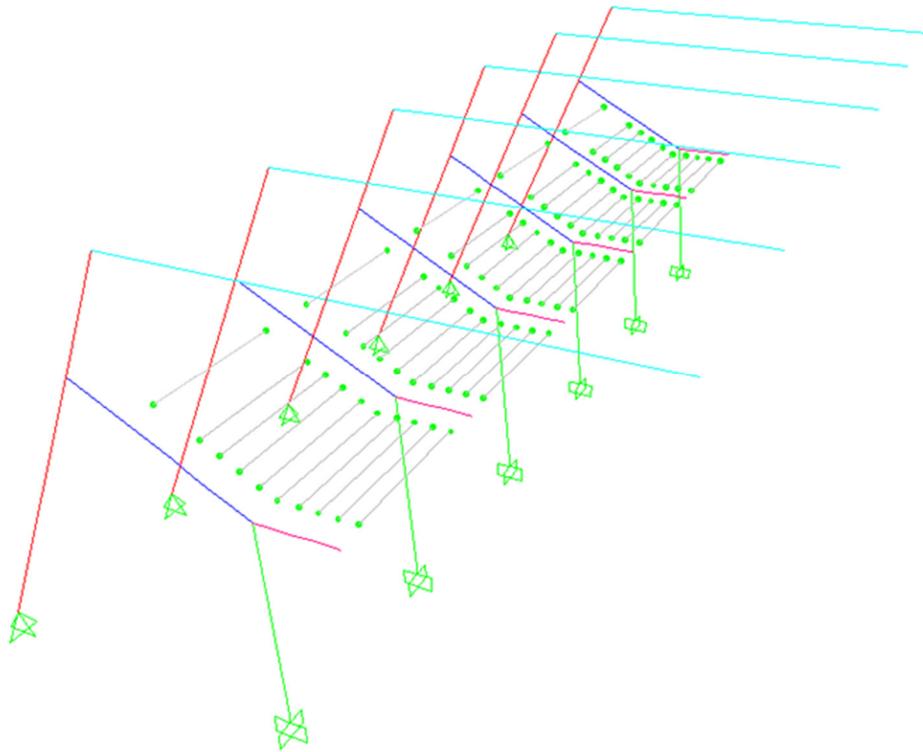


Figura 6.57 – Modello FEM Corpo E-2

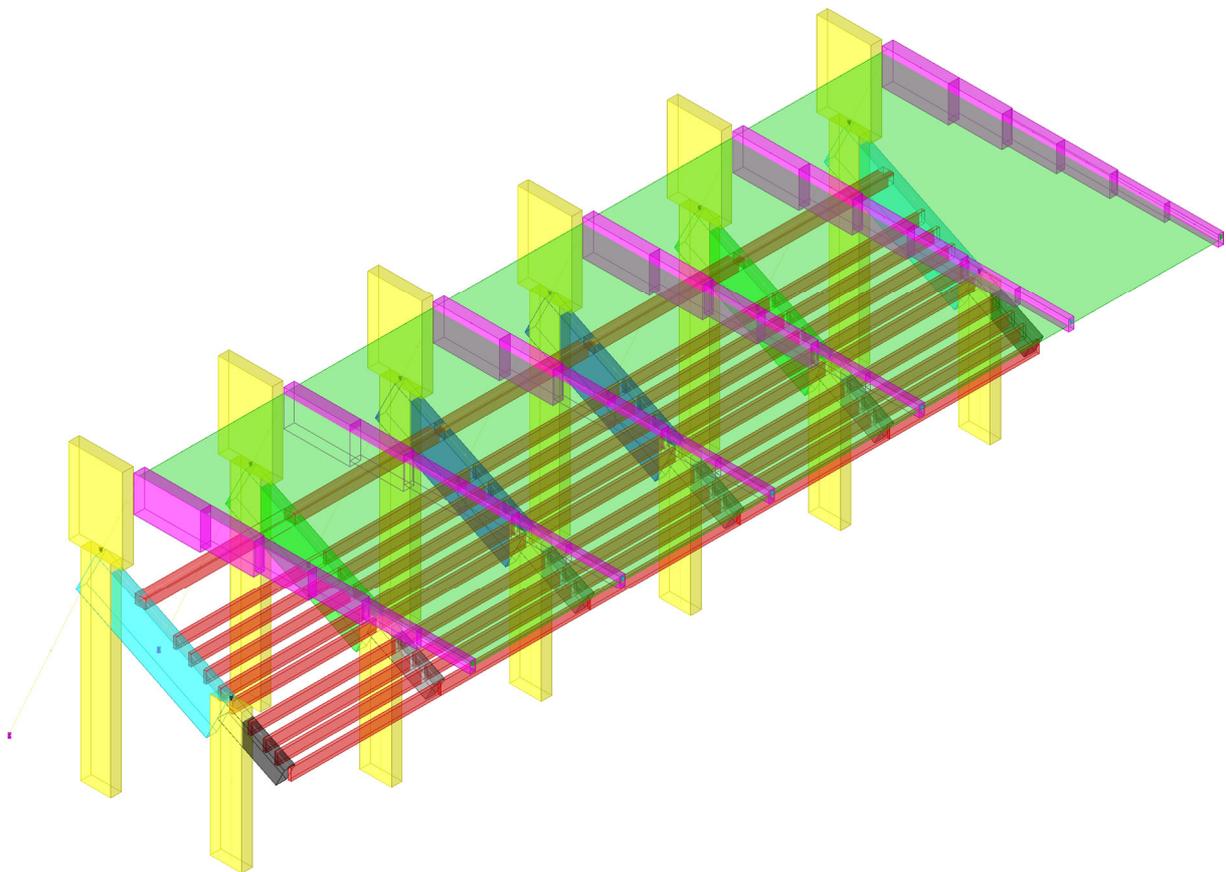


Figura 6.58 – Vista estrusa modello Corpo E-2

Una volta definito il modello restano da assegnare i carichi agenti sulla struttura oltre a quelli dovuti al peso proprio degli elementi strutturali (G_1) conteggiati automaticamente a partire dalla massa volumica γ sopra definita. Si individuano pertanto tre tipologie di carico:

- Permanenti portati G_2 , coincidenti con:
 - il peso del solaio di copertura in pannelli prefabbricati in c.a.p , pari a 2 kN/m^2
 - il peso dei gradoni in c.a. e del solaio del camminamento superiore pari per i telai intermedi a $53,8 \text{ kN/m}$
 - il peso della passerella riportato dai pendini ai telai 7 e 8 del presente corpo di fabbrica , pari a $27,97 \text{ kN/m}$
- Variabili dovuti alla destinazione d'uso della struttura, q_{var} , assunti pari 4 kN/m^2 considerando la struttura in esame appartenente alla categoria C2 di tribune con posti fissi (§3.1.4 delle NTC2008). Questa scelta è giustificata dalla presenza in tale settore di poltroncine numerate che garantiscono l'affollamento.
- Variabili dovuti al carico neve, q_{neve} , pari a (§3.4.1 delle NTC2008)

$$q_{\text{neve}} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 0,6 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

I carichi di superficie così descritti sono stati quindi distribuiti sulle travi dei portali ottenendo i valori riportati nella seguente tabella ((la numerazione dei telai è quella progressiva mostrata in figura 6.51)

Telaio	Interasse [m ²]	Traversa		Mensola di copertura	
		G_2 [kN/m]	q_{var} [kN/m]	G_2 [kN/m]	q_{neve} [kN/m]
5-bis	4,25	26,9	17	8,5	2,04
6	8,5	53,8	34	17	4,08
7	8,5	81,7	42,8	17	4,08
8	8,5	81,7	42,8	17	4,08
9	8,5	53,8	34	17	4,08
10	4,25	26,9	17	8,5	2,04

Tabella 6.11 – Carichi Corpo B-2

La precompressione esterna dovuta ai tiranti inseriti nell'intervento di rinforzo è stata poi messa in conto nel calcolo come carico esterno agente nei nodi di estremità della traversa inclinata (nodi 6 e 11 di Figura 6.59)

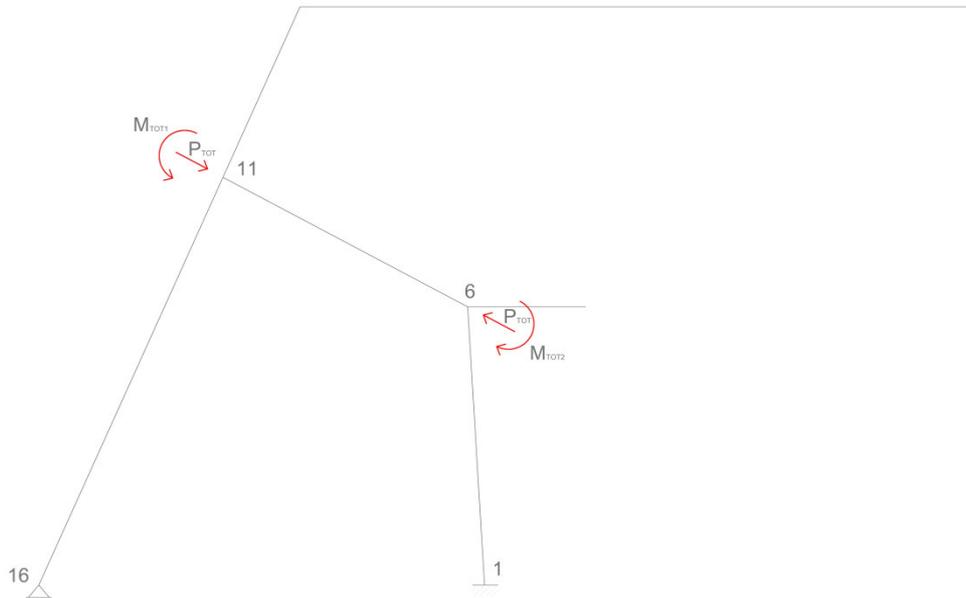


Figura 6.59 – Carichi Precompressione Esterna

In particolare è stata schematizzata come una forza di compressione P_{TOT} agente nel nodo lungo l'asse della traversa ed un momento M_{TOT} risultato della stessa forza di compressione per l'eccentricità di tale forza rispetto all'asse della traversa. Assumendo un tiro per ciascuna barra Dywidag pari a 60 t otteniamo i seguenti valori

$$P_{TOT} = 6 \cdot 60000 = 360000 \text{ kg}$$

$$M_{TOT11} = P_{TOT} \cdot e_{11} = 432000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{TOT6} = P_{TOT} \cdot e_6 = 144000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Definiti gli elementi e i carichi in gioco è possibile valutare anche la massa alla quale associare l'azione sismica sulla base della combinazione riportata al §3.2.4 delle NTC2008

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove nel nostro caso abbiamo $\psi_{2j} = 0,6$ trattandosi di ambienti suscettibili di affollamento.

6.5.4 Modellazione azione sismica

L'azione sismica è definita a partire dai parametri sopra definiti (§ 6.1.4) e di seguito riportati:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (Classe d'uso III)
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T_1

Gli spettri elastici così ottenuti per lo stato limite di salvaguardia della vita sono evidenziati nella figura seguente

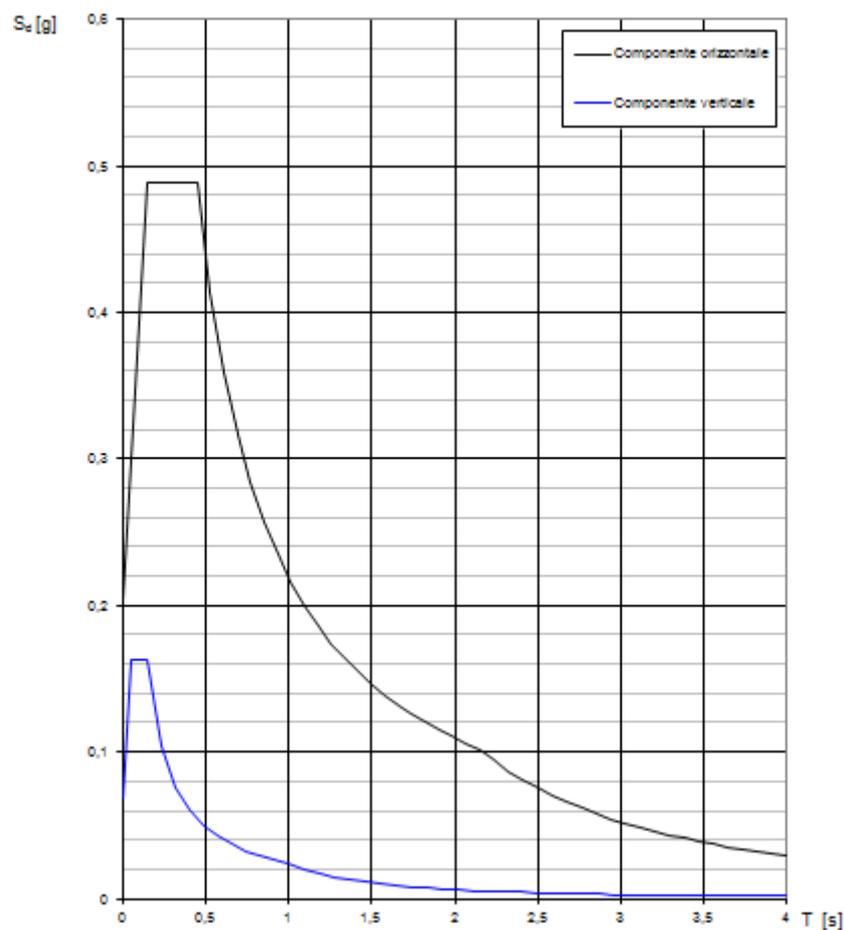


Figura 6.60 – Spettri elastici SLV

Una volta definiti gli spettri elastici, questi saranno ridotti per il fattore di struttura q stabilito per ogni analisi. In particolare, in accordo con quanto richiesto dalla Circolare n.617 del 2009 e riportato al Cap.3, sono state effettuate due analisi con fattore di struttura diverso:

- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi fragili*
- *Analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 2,5$ per valutare la sicurezza dei meccanismi/elementi duttili*

Si riportano così nelle seguenti figure i grafici degli spettri di risposta ottenuti

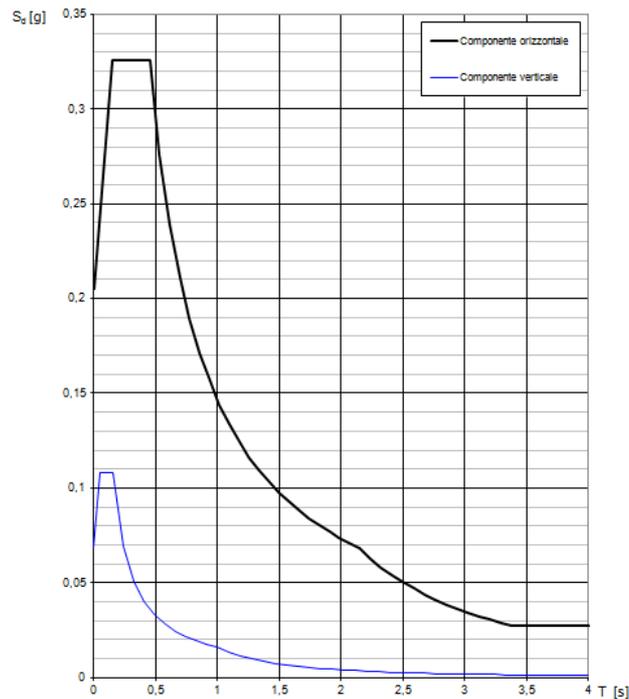


Figura 6.61 – Spettri SLV $q = 1,5$

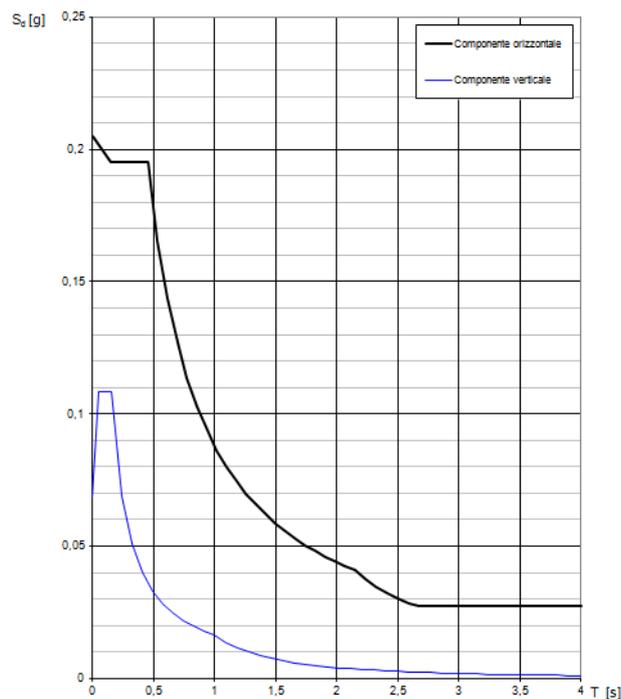


Figura 6.62 – Spettri SLV $q = 2,5$

6.6 Inserimento tribune basse (1990)

Come specificato all'inizio del presente capitolo le tribune basse (ex pista di atletica) in acciaio (1990) non sono state analizzate data l'epoca di costruzione posteriore alla zonizzazione sismica dell'area pisana (1982).

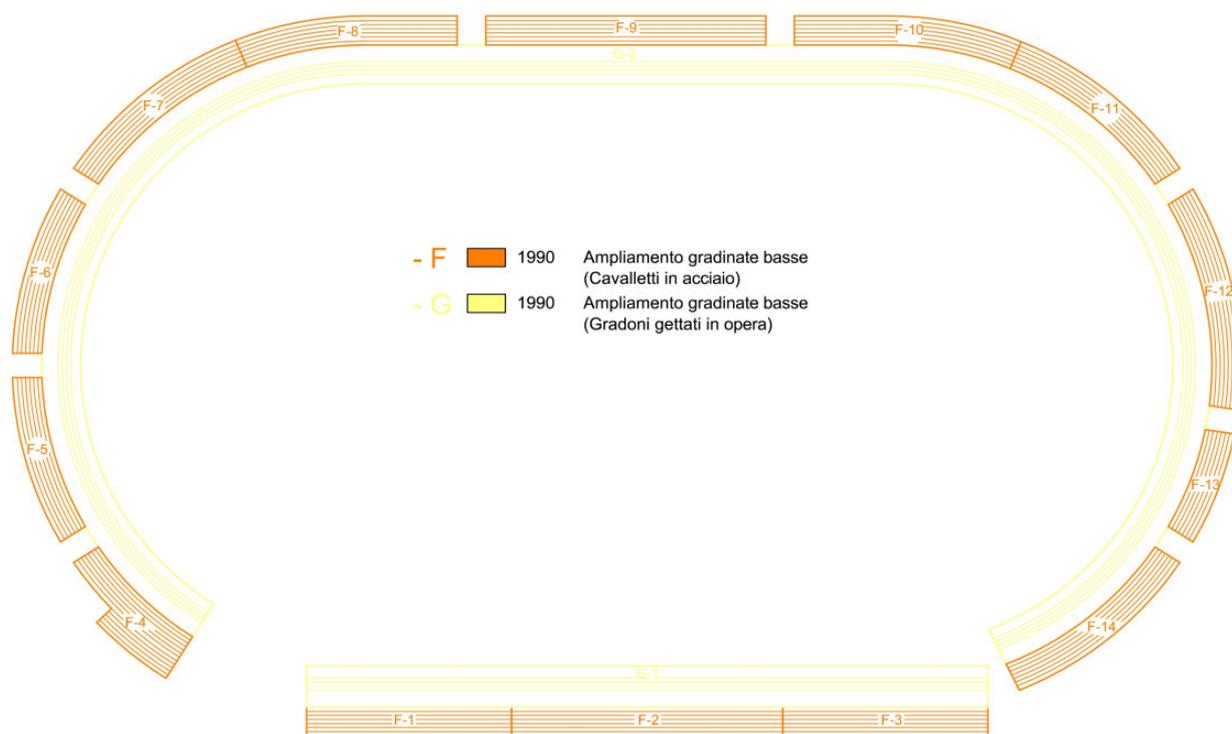


Figura 6.63 – Pianta gradinate basse

Tuttavia un'analisi sommaria dei progetti reperiti all'archivio del genio civile evidenziava una mancanza relativa all'assenza di controventatura longitudinale delle strutture in acciaio. Questa mancanza risulta comunque essere stata successivamente sanata con l'inserimento dei controventi stessi atti a garantire un miglioramento del comportamento della struttura, in particolar modo in senso longitudinale, sia a fronte degli impulsi dinamici causati dal pubblico presente sulle gradinate che comunque anche a fronte dell'azione sismica longitudinale.

Capitolo 7

VALUTAZIONE DELL' AFFIDABILITÀ DELLA STRUTTURA ALLO STATO ATTUALE

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche di sicurezza delle strutture dell'impianto sportivo Arena Garibaldi – Stadio Romeo Anconetani analizzate nel precedente capitolo. Queste sono state condotte in conformità a quanto riportato nelle NTC2008 e nella successiva Circolare del n.617 del Febbraio 2009 in merito alla valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in cemento armato.

In particolare, ai fini delle verifiche di sicurezza, occorre per prima cosa distinguere tra meccanismi di crisi fragili e meccanismi duttili. Si possono definire duttili le crisi per flessione o pressoflessione di travi, pilastri e pareti, mentre risultano fragili le crisi a taglio di travi, pilastri, pareti e dei nodi trave-pilastro.

Infatti le verifiche di sicurezza, che si conducono confrontando la domanda D_i calcolata in termini di forze con la corrispondente capacità C_i , anch'essa ovviamente definita in termini di forze, implicano una differenza tra elementi/meccanismi fragili e duttili nel calcolo della domanda D_i .

Nel caso di elementi duttili, i valori di sollecitazione sono quelli conseguenti all'analisi condotta con lo spettro ridotto del fattore q prescelto, in questo caso pari a 2,5. Nel caso di elementi fragili invece la domanda coincide con i valori di sollecitazione derivanti da una analisi condotta con fattore di struttura $q = 1,5$.

Per il calcolo della resistenza di entrambi i tipi di elementi, si impiegano poi le formule valevoli per le nuove costruzioni, riportate nei Cap.4 e 7 delle NTC2008, utilizzando come proprietà dei materiali esistenti quelle direttamente ottenute dai certificati originali di prova, divise per i fattori di confidenza.

Le verifiche sono state quindi condotte avvalendosi del programma SISMICAD v.12.3 dotato di post processore in grado di effettuare le verifiche di edifici esistenti ai sensi delle NTC 2008 e relativa Circolare esplicativa. Il tutto è stato poi integrato da verifiche locali per gli elementi di non affidabile modellazione sul programma SISMICAD, quali ad esempio le cerniere di base dei corpi B, C ed E e le mensole in c.a.p. della pensilina di copertura. (Corpi E).

Si riportano così nel presente capitolo, per ciascun corpo di fabbrica analizzato, i principali risultati ottenuti in termini di:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

Sono inoltre esplicitati i risultati della verifiche della struttura esistente sotto i soli carichi verticali, condotte sempre in conformità a quanto riportato nelle NTC2008 e nella successiva Circolare del n.617 del Febbraio 2009 in merito alla valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in cemento armato.

In allegato vengono invece riportati i risultati completi delle verifiche eseguite (Allegati denominati “Fascicoli dei Calcoli” e “Verifiche Locali”).

7.1 Tribuna Inferiore (1931)

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

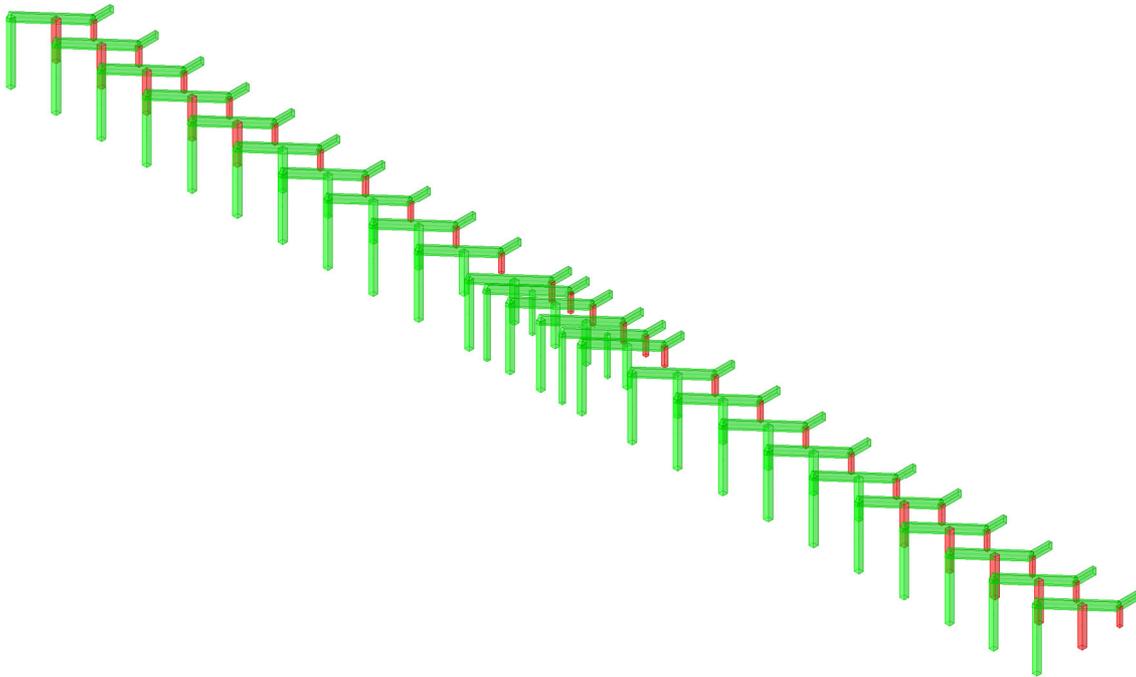


Figura 7.1 – Verifiche SLV Corpo A-1

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione che a taglio dei pilastri di altezza inferiore che portano a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
A-1	1931	SLV	0,461	85	712	0,42
		SLO	3,789	1761	45	4,50

Tabella 7.1 – Verifiche Corpo A-1

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura

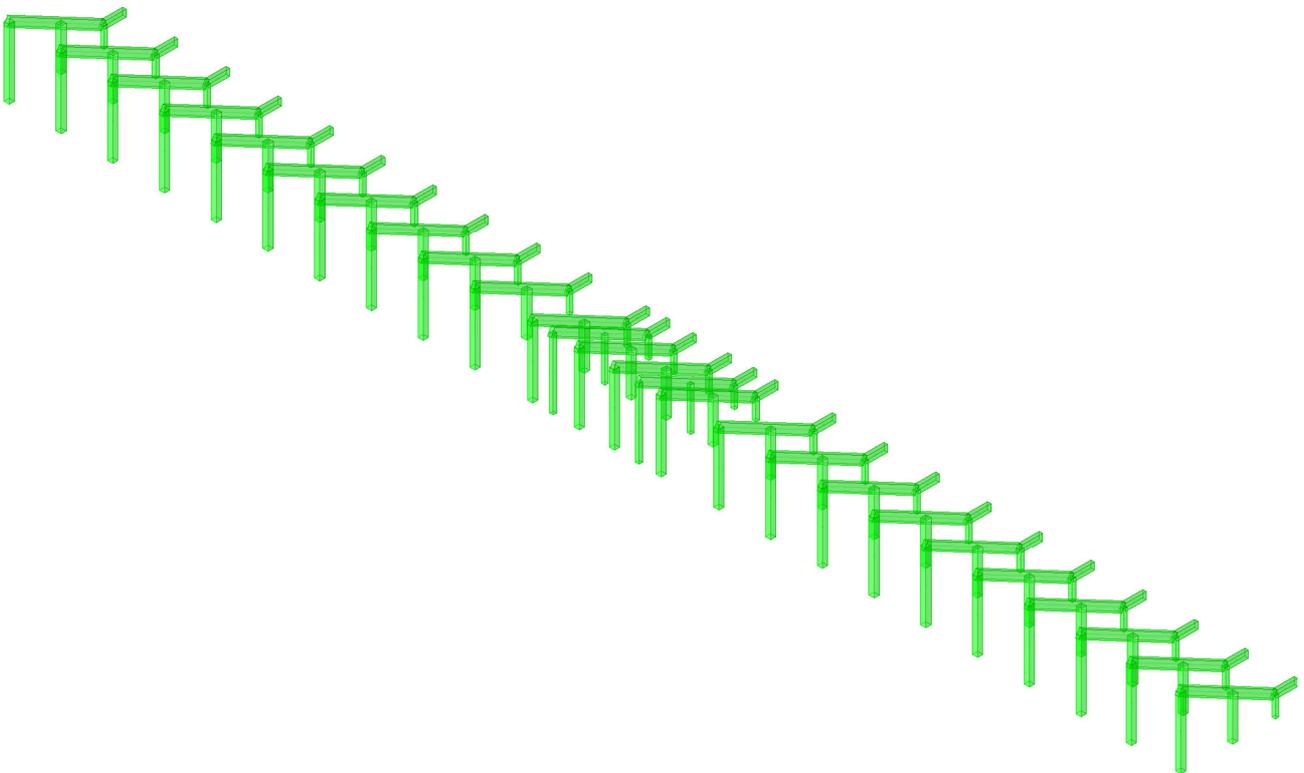


Figura 7.2 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.2 Curva Nord (1960)

7.2.1 Corpo B-1

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

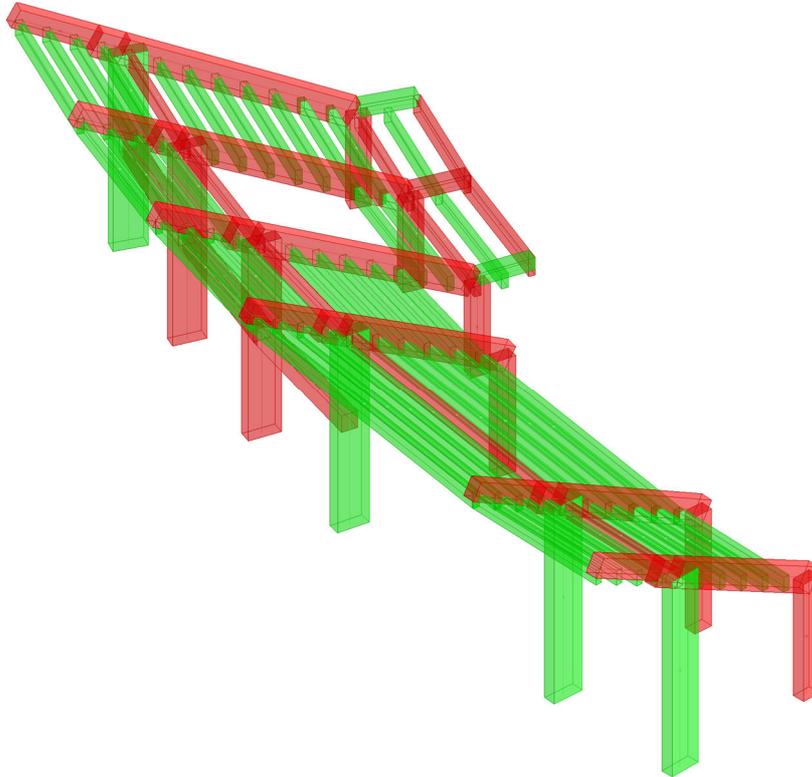


Figura 7.3 – Verifiche SLV Corpo B-1

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri di altezza inferiore che di quelli superiori in prossimità del corpo scale, inoltre risultano non verificate a flessione le travi inclinate dei portali. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
B1	1960	SLV	0,196	9	712	0,17
		SLO	1,022	46	45	1,01

Tabella 7.2 – Verifiche Globali Corpo B-1

Per quanto riguarda le verifiche locali aggiuntive si ottengono i valori riportati in tabella

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _C (Capacità)	I _R (Indice rischio)
SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	0,2	12	0,19

Tabella 7.3– Verifiche Locali aggiuntive Corpo B-1

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

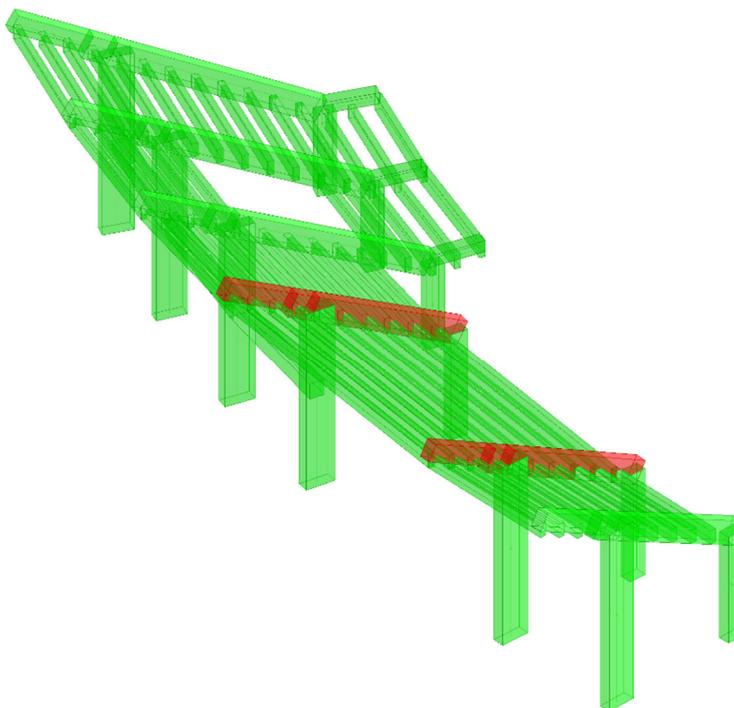


Figura 7.4 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.2.2 Corpo B-2

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

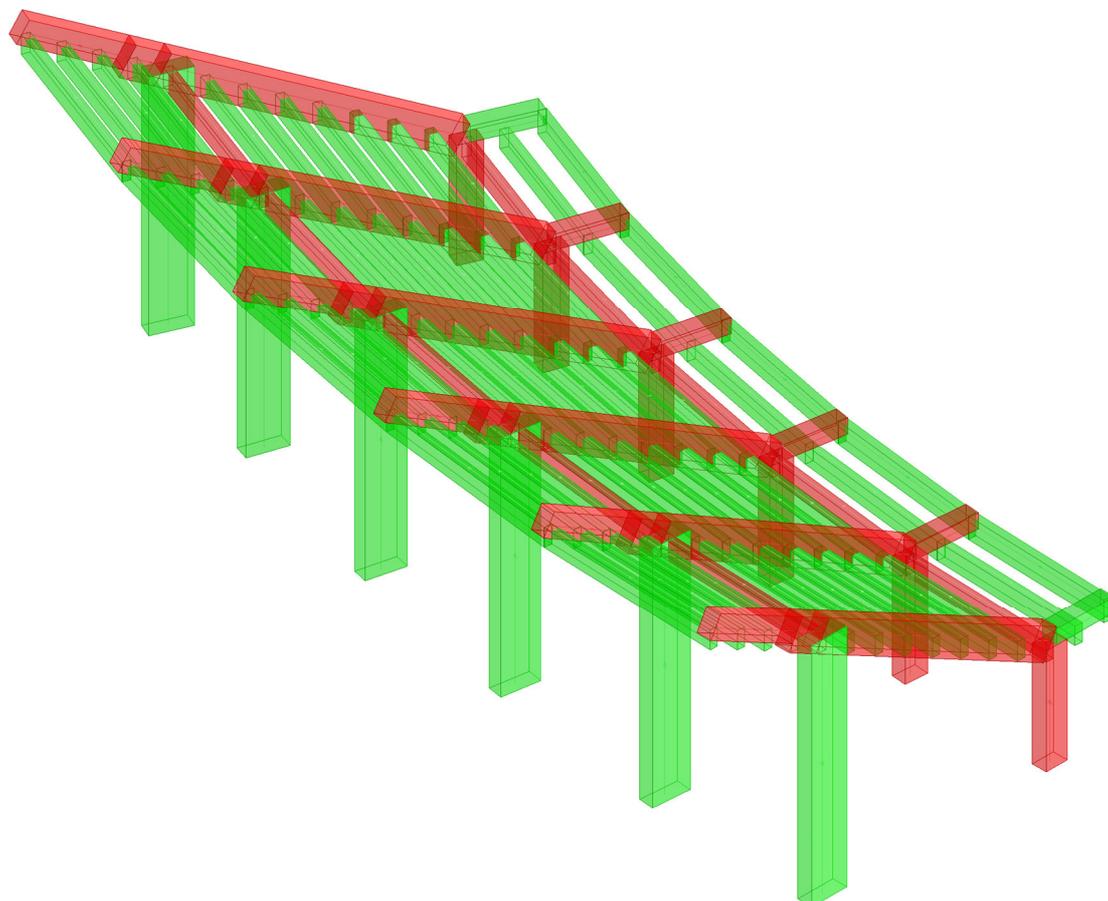


Figura 7.5 – Verifiche SLV Corpo B-2

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri di altezza inferiore che di quelli superiori in prossimità del corpo scale, inoltre risultano non verificate a flessione le travi inclinate dei portali. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d'interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
B2	1960	SLV	0,378	51	712	0,34
		SLO	1,149	62	45	1,14

Tabella 7.4 – Verifiche Globali Corpo B-2

Per quanto riguarda le verifiche locali aggiuntive si ottengono i valori riportati in tabella

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _C (Capacità)	I _R (Indice rischio)
SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	0,72	287	0,69

Tabella 7.5– Verifiche Locali aggiuntive Corpo B-2

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

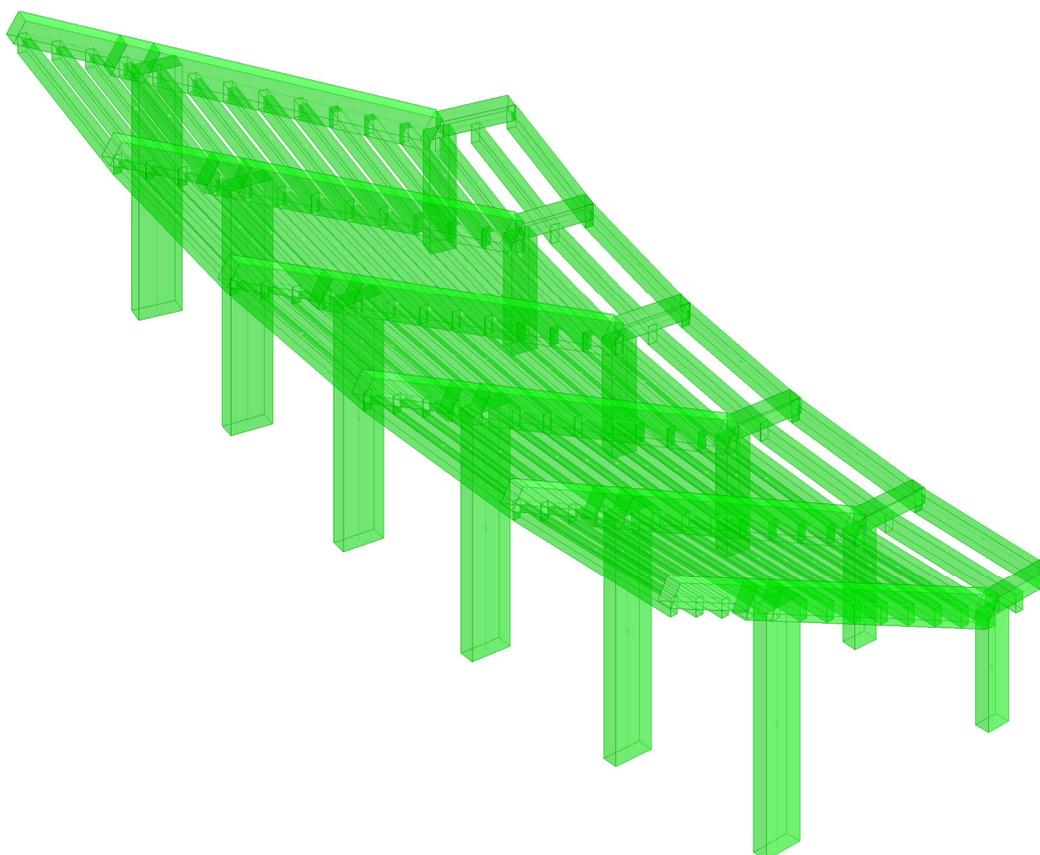


Figura 7.6 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.3 *Gradinata e Curva Sud (1968)*

7.3.1 *Corpo C-3*

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

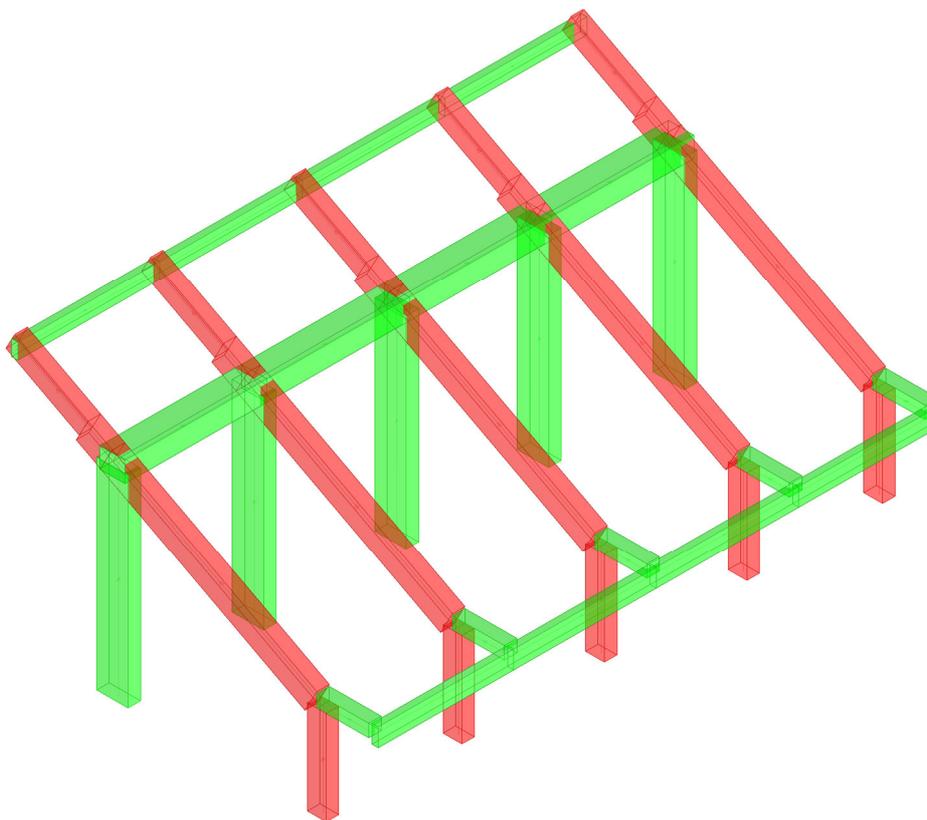


Figura 7.7 – Verifiche SLV Corpo C-3

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri di altezza inferiore che per la resistenza a flessione delle travi inclinate dei portali in prossimità del nodo inferiore. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
C3	1968	SLV	0,482	96	712	0,44
		SLO	1,473	121	45	1,50

Tabella 7.6 – Verifiche Globali Corpo C-3

Per quanto riguarda le verifiche locali aggiuntive si ottengono i valori riportati in tabella

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _C (Capacità)	I _R (Indice rischio)
SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	0,89	507	0,87

Tabella 7.7– Verifiche Locali aggiuntive Corpo C-3

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

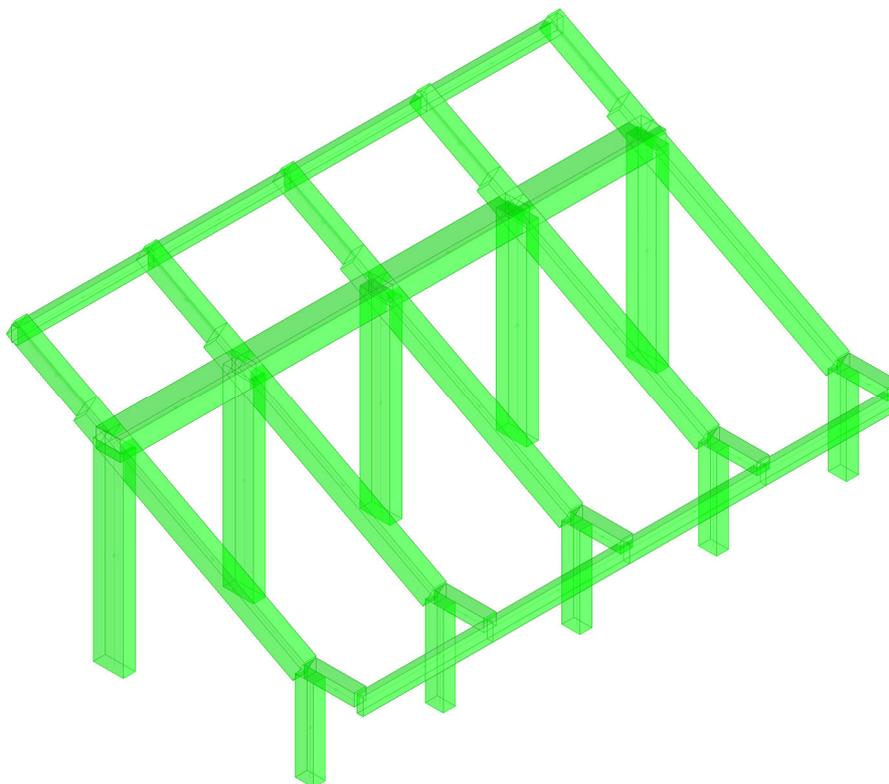


Figura 7.8 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.3.2 Corpo C-4

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

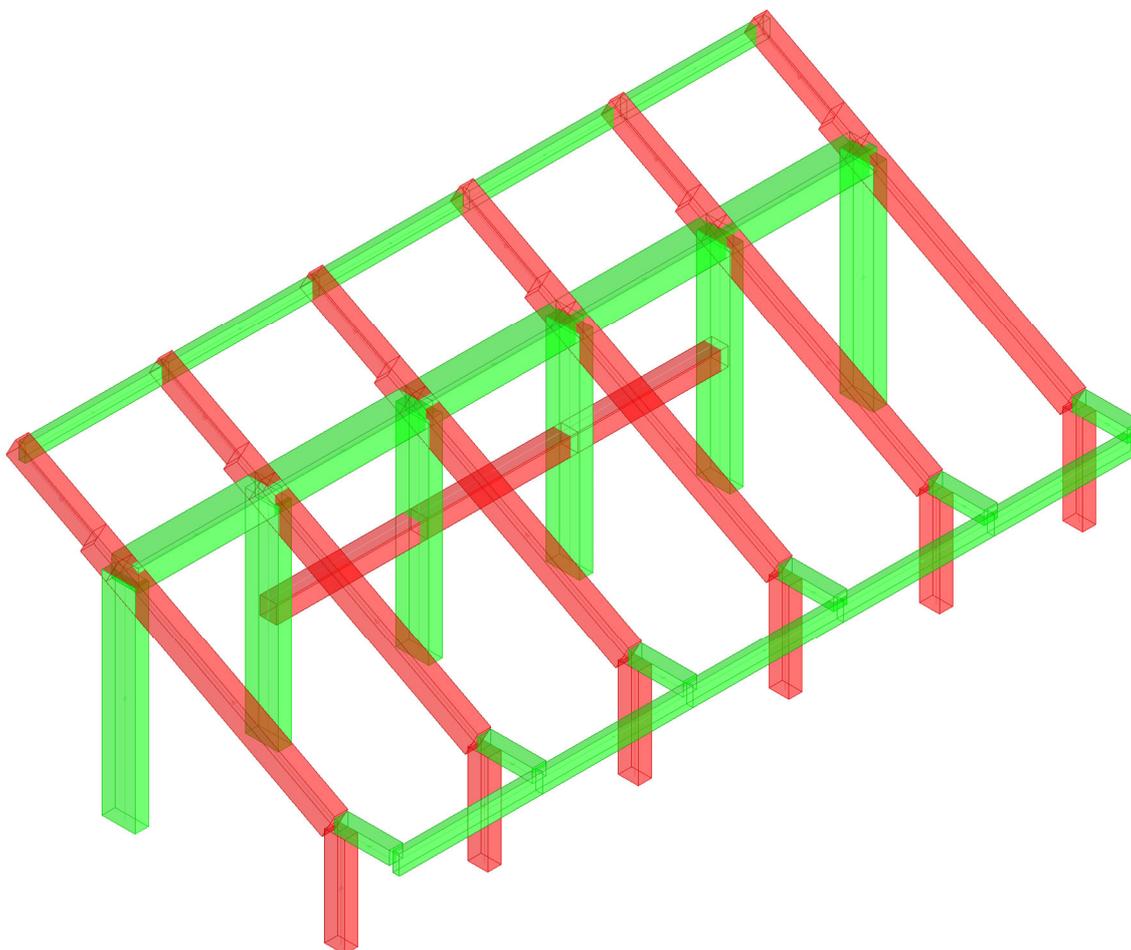


Figura 7.9 – Verifiche SLV Corpo C-4

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri di altezza inferiore che per la resistenza a flessione delle travi inclinate dei portali in prossimità del nodo inferiore. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
C4	1968	SLV	0,413	64	712	0,37
		SLO	1,147	62	45	1,14

Tabella 7.8 – Verifiche Globali Corpo C-4

Per quanto riguarda le verifiche locali aggiuntive si ottengono i valori riportati in tabella

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _C (Capacità)	I _R (Indice rischio)
SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	0,44	77	0,40

Tabella 7.9 – Verifiche Locali aggiuntive Corpo C-4

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

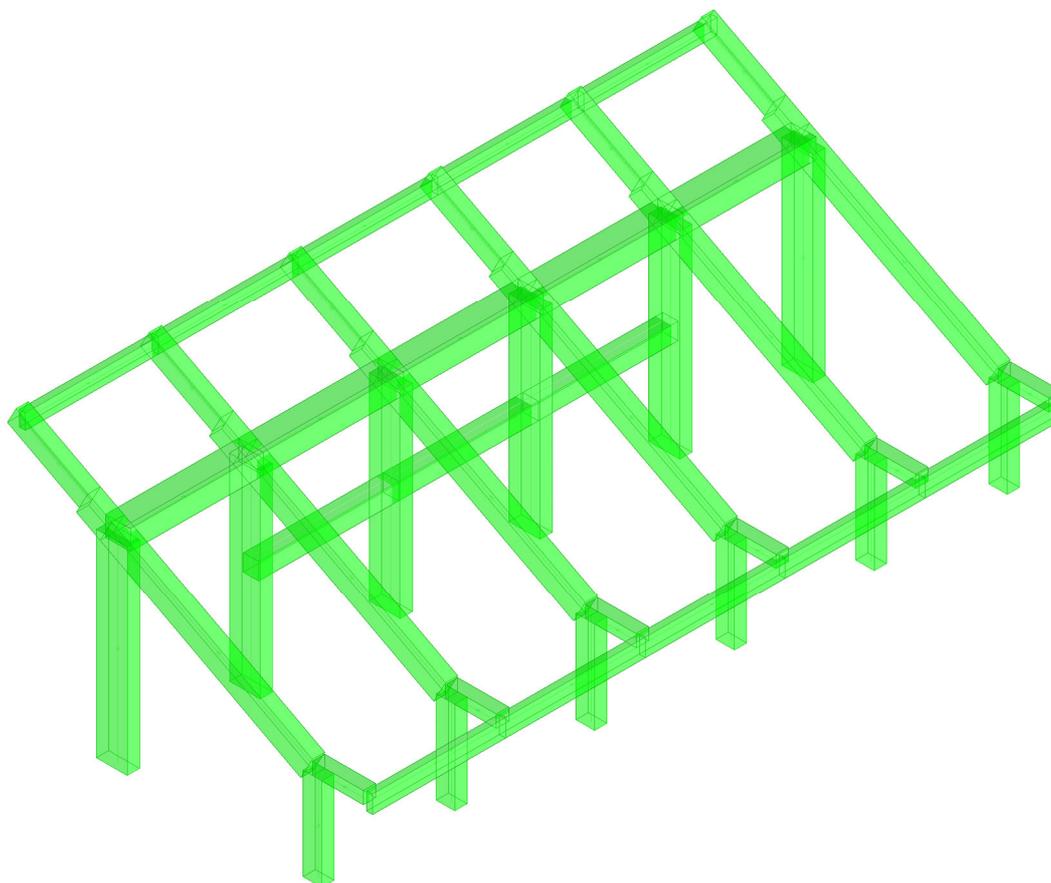


Figura 7.10 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.3.3 Corpo C-11

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

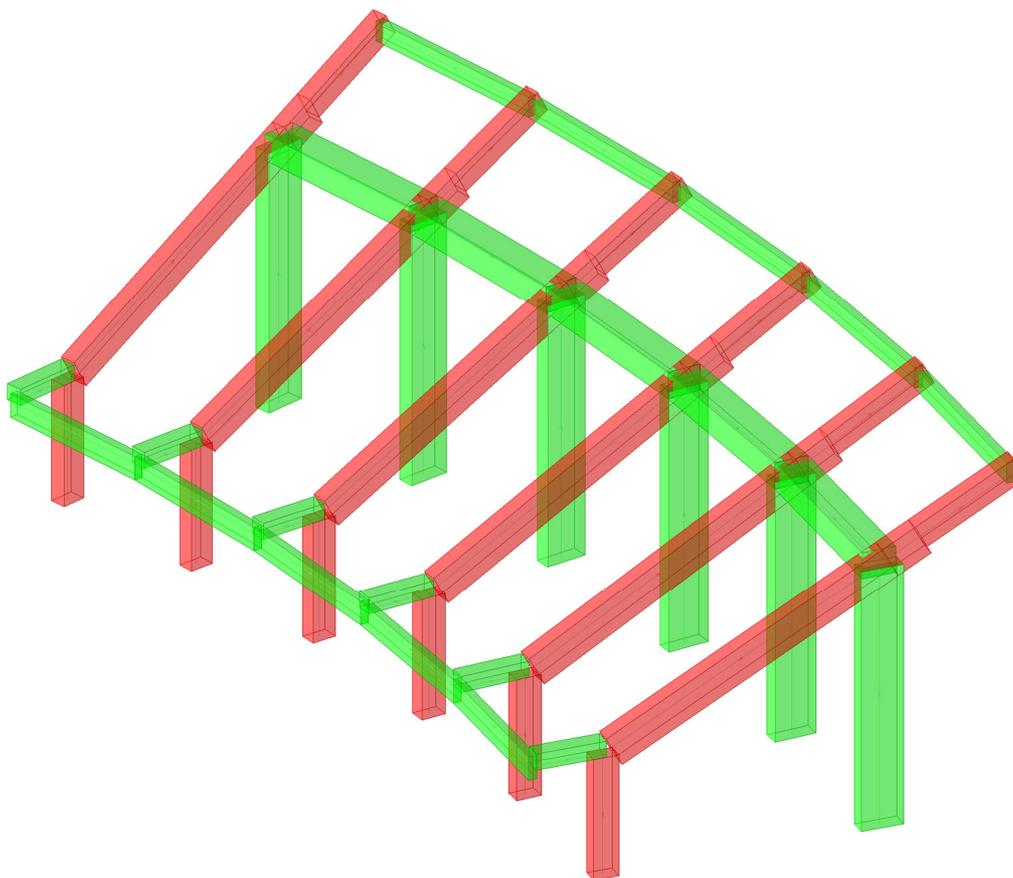


Figura 7.11 – Verifiche SLV Corpo C-11

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri di altezza inferiore che per la resistenza a flessione delle travi inclinate dei portali in prossimità del nodo inferiore. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
C11	1968	SLV	0,458	85	712	0,42
		SLO	1,294	85	45	1,30

Tabella 7.10 – Verifiche Globali Corpo C-11

Per quanto riguarda le verifiche locali aggiuntive si ottengono i valori riportati in tabella

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _C (Capacità)	I _R (Indice rischio)
SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	0,73	298	0,70

Tabella 7.11– Verifiche Locali aggiuntive Corpo C-11

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

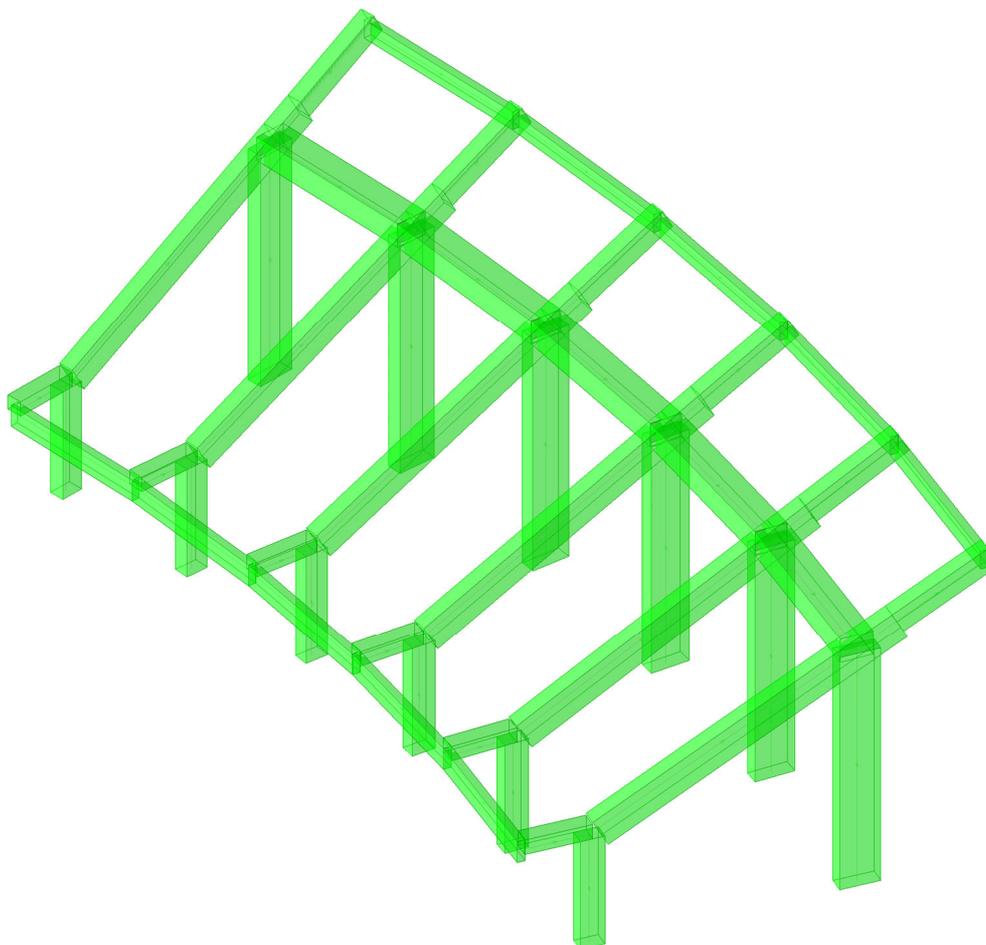


Figura 7.12 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.4 Completamento Curve (1978)

7.4.1 Corpo D-1

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

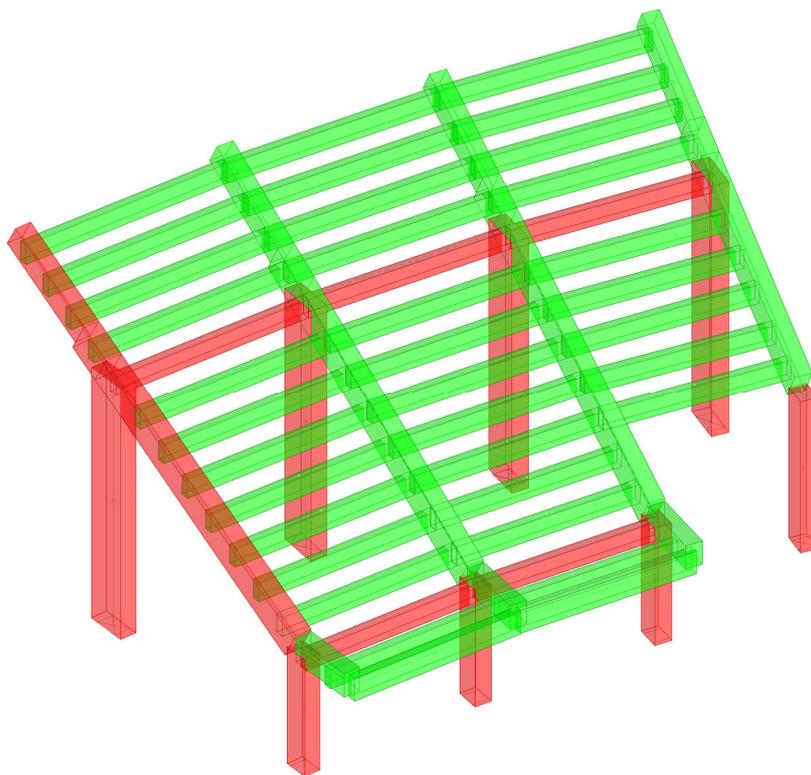


Figura 7.13 – Verifiche SLV Corpo D-1

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri che per la resistenza a flessione delle travi inclinate dei portali in prossimità del nodo inferiore. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
D1	1978	SLV	0,43	71	712	0,39
		SLO	1,139	61	45	1,13

Tabella 7.12 – Verifiche Globali Corpo D-1

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

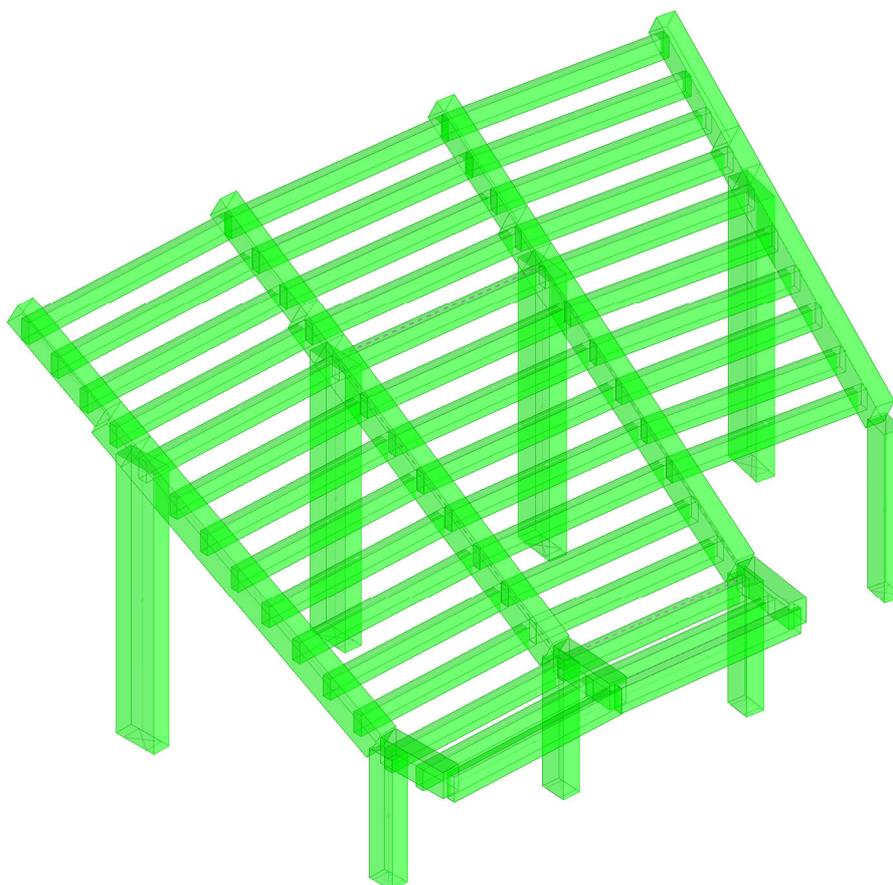


Figura 7.14 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.4.2 Corpo D-2

La figura seguente riassume l'esito delle verifiche sopra descritte e riportate negli allegati di calcolo

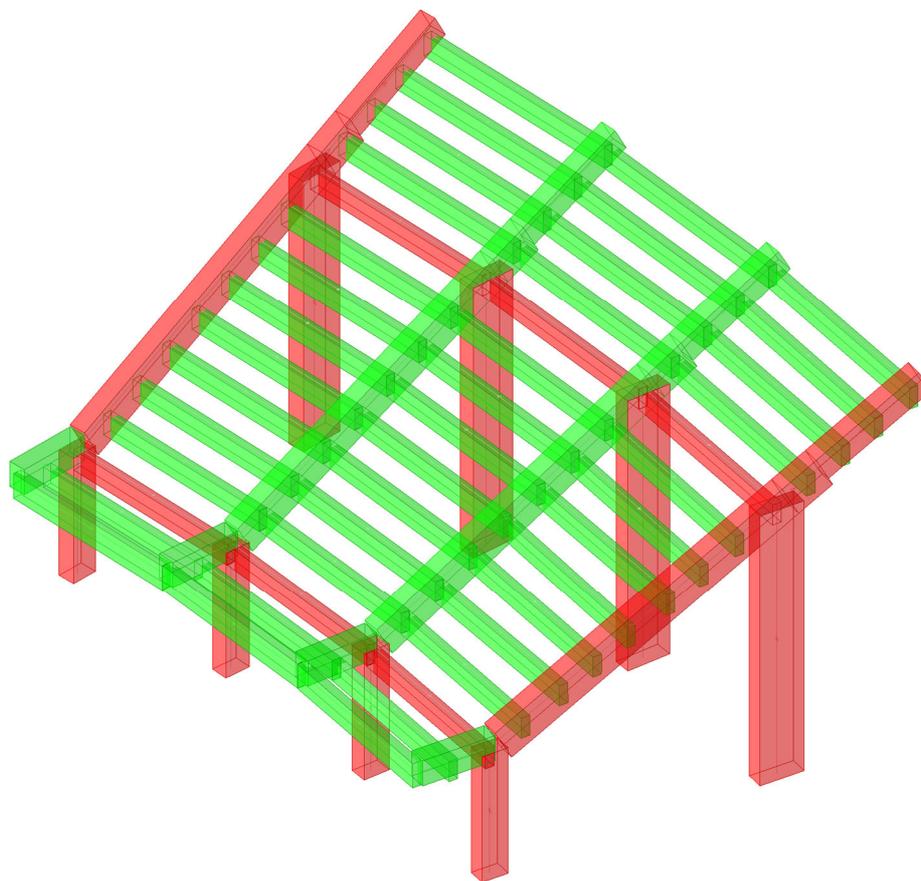


Figura 7.15 – Verifiche SLV Corpo D-2

Si evidenziano in particolare alcune carenze sia per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione dei pilastri che per la resistenza a flessione delle travi inclinate dei portali in prossimità del nodo inferiore. Tutto questo porta a determinare:

- Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche α per raggiungimento dello stato limite considerato
- Tempo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ per gli stati limite considerati (SLV e SLO)
- Indice di rischio I_R della struttura esistente definito come rapporto tra il periodo di ritorno del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare $T_{R,C}$ e $T_{R,D}$ quello del sisma che rappresenta la domanda, con entrambi riferiti allo stato limite d' interesse (SLV e SLO)

$$I_R = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

riportati nella seguente tabella

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)	I _R (Indice Rischio)
D2	1978	SLV	0,434	73	712	0,39
		SLO	1,107	56	45	1,09

Tabella 7.13 – Verifiche Globali Corpo D-2

La verifica della struttura esistente sotto i soli carichi verticali previsti dalle NTC 2008 risulta invece soddisfatta come si evince dalla seguente figura (la sezione di non verifica a flessione della traversa si può trascurare in quanto interna al nodo trave pilastro)

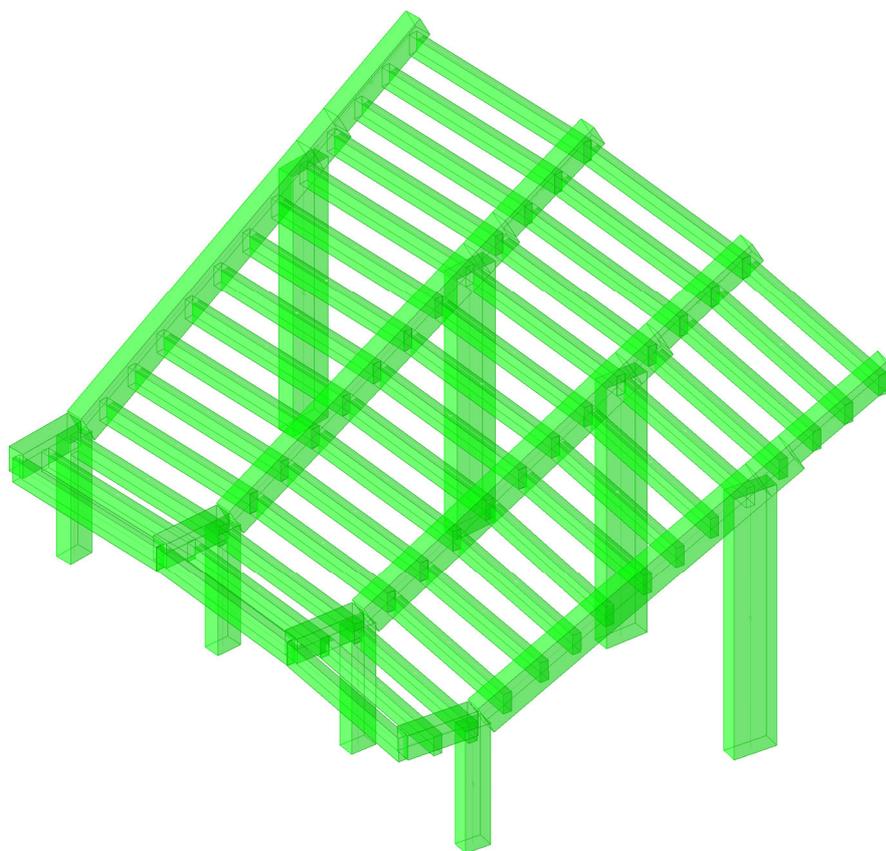


Figura 7.16 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

7.5 Tribuna coperta (1982-1986)

7.5.1 Corpo E-2

I risultati delle verifiche degli elementi strutturali principali del presente corpo di fabbrica sono riportati in Figura 7.17 e nella Tabella 7.14 per quanto riguarda la verifica degli elementi del portale (eseguita con l'ausilio del programma di calcolo SISMICAD v.12.3). Per quanto riguarda invece gli elementi di non affidabile modellazione nel programma stesso, quali la pensilina in c.a.p. e le cerniere di base sono state condotte verifiche locali aggiuntive i cui risultati sono riassunti nella Tabella 7.15 .

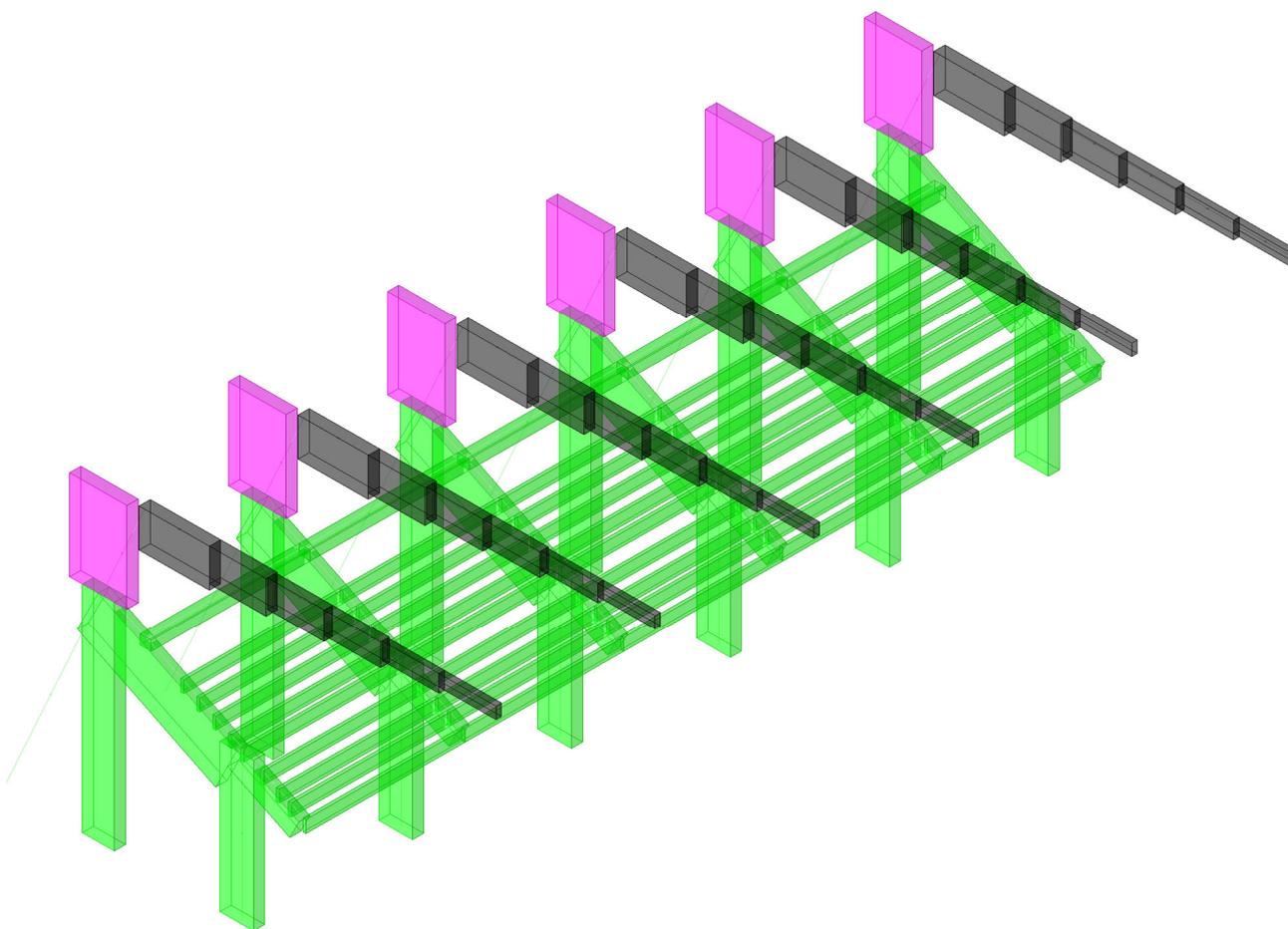


Figura 7.17 – Verifiche SLV Corpo E-2

CORPO	ANNO	Stato limite	Verifiche globali SISMICAD			
			Moltiplicatore α	Tr_D (Capacità)	Tr_D (Domanda)	I_R (Indice Rischio)
E2	1982-5	SLV	1,012	735	712	1,01
		SLO	0,98	42	45	0,97

Tabella 7.14– Verifiche Globali Corpo E-2

VERIFICHE LOCALI AGGIUNTIVE			
Tipologia	Moltiplicatore Soll. Sismiche α	Tr _c (Capacità)	I _R (Indice rischio)
PENSILINA CAP- RINFORZI-SEZIONI DI BASE (CERNIERA)	> 1	> 712	> 1

Tabella 7.15– Verifiche Locali aggiuntive Corpo E-2

I risultati così ottenuti dimostrano un sostanziale rispetto delle verifiche di sicurezza sia nei confronti delle sollecitazioni dovute ai carichi verticali per i quali erano state progettate all'epoca della realizzazione, sia nei confronti delle sollecitazioni dovute al sisma.

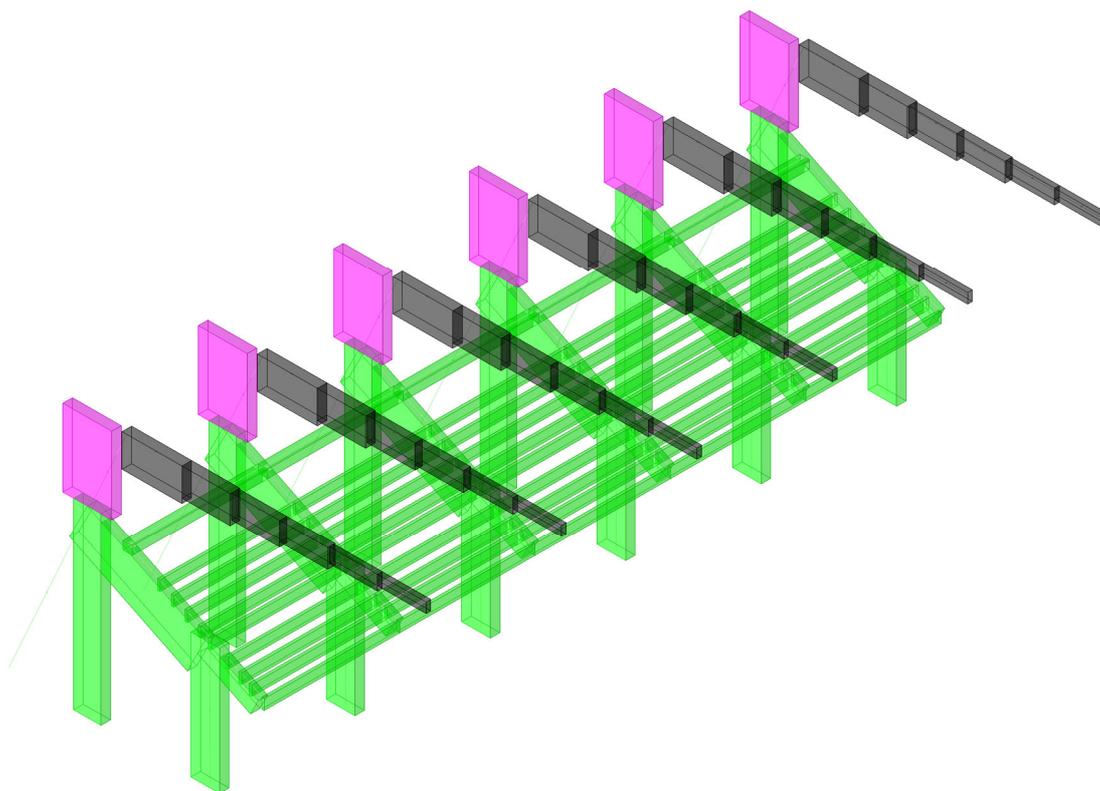


Figura 7.18 – Verifiche SLU per i soli carichi verticali (NTC2008)

È da sottolineare come la verifica dell'intero portale e in modo particolare la resistenza del nodo piedritto posteriore -traversa inclinata sia dovuta principalmente all'intervento di rinforzo progettato dal Prof. Ing. Carlo Raymondi dell'Università di Pisa che andò ad ovviare ad una precedente mancanza progettuale. Infatti fin dalla prima realizzazione dell'opera si constatò la presenza sistematica di fessure nel nodo posteriore - traversa inclinata. Tali fessure si diramavano, con andamento ascendente, dal bordo interno degli apparecchi d'ancoraggio passivi dei cavi sub-verticali verso lo spigolo del diedro (come testimoniato dal certificato n.107/85 del Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione dell'Università di Pisa riportato in Figura 7.18).

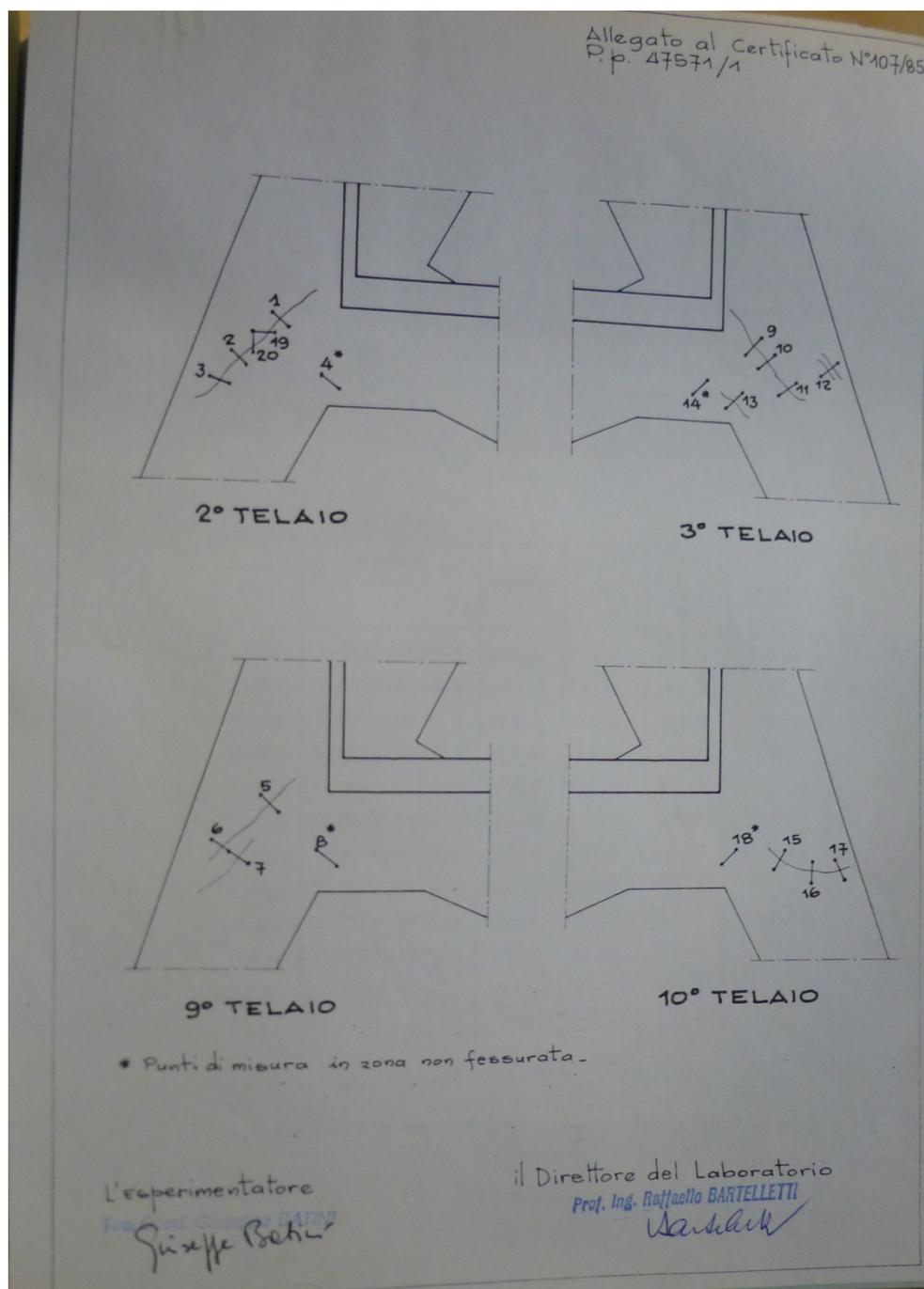


Figura 7.18 - Certificato n.107/85 (Misure delle lesioni portali tribuna coperta)

L'apertura di tali lesioni fu tenuta sotto controllo mediante misure estensimetriche, condotte con cadenza prima giornaliera poi bisettimanale per circa due mesi dal Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione dell'Università di Pisa (documentate dai certificati n.107/85, n.135/85, n.170/85 e 417/85 allegati al presente lavoro) che esclusero la natura evolutiva del fenomeno fessurativo.

Al fine poi di contenere la possibile evoluzione del degrado nel corso della vita dell'opera, inammissibile per l'eventuale corrosione delle armature vitali per la costruzione, si decise di intervenire con un intervento di risanamento e di rinforzo.

In primo luogo venne effettuata la risarcitura delle fessure nelle zone nodali, mediante l'utilizzo di resine epossidiche, in modo da ripristinare la continuità strutturale e bloccare ogni possibile incipiente corrosione delle armature. Successivamente venne attuato il rafforzamento propriamente strutturale precomprimendo le traverse dei portali, attraverso l'utilizzo di 6 barre Dywidag esterne, pretese e ancorate a testate in carpenteria d'acciaio in corrispondenza dei nodi (Figura 7.19)

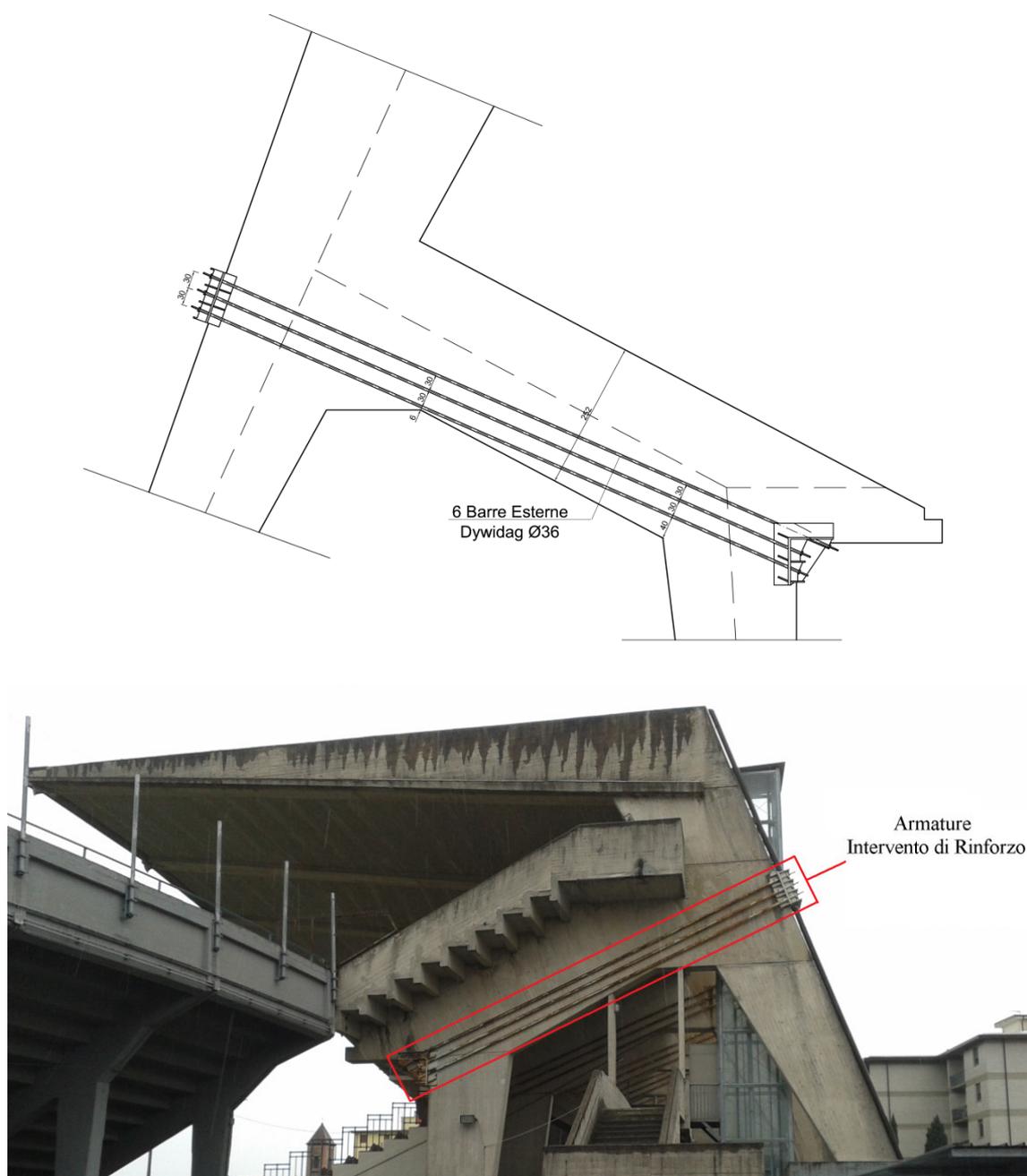


Figura 7.19 - Intervento di rinforzo

Questo intervento ha portato alla creazione di un opportuno stato di coazione che consente un notevole miglioramento delle tensioni nella zona nodale e che modifica in senso favorevole il flusso globale delle sollecitazioni.

La precompressione attuata con l'intervento di rinforzo ha influito così positivamente nei riguardi di quasi tutti gli stati limite nella traversa e nei risvolti dei portali, con aumento della capacità portante a flessione taglio e torsione delle sezioni correnti. Inoltre per effetto del confinamento ottenuto al di sotto dei blocchi di ancoraggio si è riusciti a eliminare definitivamente le perdite di continuità evidenziate e a prevenire lo sfilamento delle armature nelle zone di ancoraggio, garantendo un vitale aumento di duttilità della struttura.

7.6 Verifica giunti sismici

Osservata sul posto la limitatezza dei giunti strutturali è stata infine condotta una verifica dell'idoneità dei giunti stessi presenti nell'intera struttura.

La verifica è stata condotta, in accordo con quanto riportato nelle normative vigenti (§7.2.2 NTC2008), confrontando la somma degli spostamenti massimi ottenuti dall'analisi dinamica lineare con spettro elastico agli SLV in sommità dei telai di giunto, ipotizzando i due corpi contigui in opposizione di fase, con la reale dimensione del giunto.

CORPO	ANNO	Ampiezza Giunti	Spostamento massimo SLV
		[cm]	[cm]
A	1931	Non presenti (corpo unico)	
B1-B2	1960	5	7
C3 - C4	1968	6	5,5
B1-D1	1960-1978	7	6,8
E1-E2	1982-1985	10	30,4
E2-E3	1982-1985	10	30,4

Figura 7.16 - Verifica Giunti Sismici

Si riscontra così un evidente mancanza per quanto riguarda i giunti della nuova tribuna coperta, per ovviare a ciò vennero, successivamente alla realizzazione, introdotti nei giunti blocchi in neoprene armato in modo da ammortizzare il martellamento muto dei corpi di fabbrica in caso di sisma. Questo intervento che comporta sicuramente un miglioramento della sicurezza in caso di sisma, riducendo le azioni mutue dovute al martellamento sia pure in maniera difficilmente quantificabile, non appare tuttavia risolutivo.

Capitolo 8

CONCLUSIONI

La situazione statica dell'Arena Garibaldi ricostruita come da allegati e elaborazioni presentate presenta un panorama articolato riassumibile come di seguito:

- Resistenze a fronte dei carichi verticali previsti dalle NTC 2008 sono **per tutti i corpi** di fabbrica esaminati **rispondenti ai requisiti ordinari di sicurezza**

CORPO	ANNO	Coefficiente di sicurezza minimo verifica ai carichi verticali NTC2008
A	1931	1,15
B1	1960	1,07
B2 -B4	1960	1,08
B3	1960	Comportamento assimilabile ai corpi B2-B4
B5	1960	
C3 - C5	1968	1,15
C1 - C7	1968	<i>Comportamento assimilabile ai corpi C3-C5</i>
C4	1968	1,16
C2-C6	1968	<i>Comportamento assimilabile al corpo C4</i>
C8-C12	1968	
C10	1968	
C11 - C9	1968	1,2
D1	1978	1,1
D2	1978	1,1
E2	1982-1985	1,22
E1	1982-1985	Comportamento assimilabile al corpo E2
E3	1982-1985	

Tabella 8.1 - Verifica ai soli carichi verticali secondo NTC2008

- Le verifiche di resistenza a fronte dell'azione sismica di progetto in funzione delle NTC 2008 sono sistematicamente carenti con varie coperture dei tempi di ritorno che vanno da circa 10 a 100 anni contro i previsti 712 anni come da tabella seguente:

CORPO	ANNO	Verifiche globali SISMICAD		
		I _R (Indice Rischio)	Tr _D (Capacità)	Tr _D (Domanda)
A	1931	0,42	85	712
B1	1960	0,17	9	712
B2 - B4	1960	0,34	51	712
B3	1960	Comportamento assimilabile ai corpi B2-B4		
B5	1960			
C3 - C5	1968	0,44	96	712
C1 - C7	1968	Comportamento assimilabile ai corpi C3-C5		
C4	1968	0,37	64	712
C2-C6	1968	Comportamento assimilabile al corpo C4		
C8-C12	1968			
C10	1968			
C11 - C9	1968	0,42	85	712
D1	1978	0,39	71	712
D2	1978	0,39	73	712
E2	1982-1985	1,01	735	712
E1	1982-1985	Comportamento assimilabile al corpo E2		
E3	1982-1985			

Tabella 8.2 - Verifica vulnerabilità sismica secondo NTC2008

Le carenze evidenziate derivano in parte da insufficiente conoscenza dei dati e progettuali (corpi A e D) e di reale consistenza dei materiali (corpi B) ed in parte da carenza progettuale dato che le azioni sismiche non facevano parte delle azioni di progetto essendo Pisa inclusa nelle zone a rischio sismico solo successivamente alla realizzazione dei corpi analizzati dell'Arena Garibaldi (fino al 1984).

Il miglioramento del livello di conoscenza non inciderebbe comunque in modo sostanziale sulla valutazione di resistenza per le azioni sismiche.

Si sottolinea che le analisi eseguite non coinvolgono l'ingresso storico dell'Arena su via L.Bianchi oggi sede di attività diverse che coinvolgono l'Arena solo marginalmente.

BIBLIOGRAFIA

- BRACALONI, F.; DRINGOLI M. (2009): *Architettura per lo sport nel territorio pisano*, Pacini Editore, Pisa.
- BRACALONI, F.; DRINGOLI M. (2011): *Federigo Severini . Opere e Progetti*, Pacini Editore, Pisa.
- CESTELLI GUIDI, Carlo (1987): *Cemento Armato Precompresso. Teoria – Esperienze -Realizzazioni*, Hoepli Editore, Milano.
- COLOMBINI, Stefano (2014): *Vulnerabilità sismica degli edifici in cemento armato e in muratura*, EPC Libri, Roma.
- DE FINETTI, Giuseppe (1934): *Stadi. Esempi, Tendenze, Progetti.*, Ulrico Hoepli, Milano.
- GHERSI, Aurelio (2010): *Il cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- LANDI, Filippo (2014): *Valutazione di vulnerabilità sismica di strutture esistenti sportive in cemento armato*, Tesi Magistrale, Università di Pisa.
- LOMBARDO, Salvatore (2013): *Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- MASSONET, C.; SAVE C. (2008): *Calcolo plastico e a rottura delle costruzioni*, Maggioli Editore.
- MELIS, A.; VASARELLI F. (2007): *L’Arena Garibaldi Stadio Romeo Anconetani*, Edizioni ETS, Pisa.
- RUPI, P.L.; MARTINELLI, A. (1997): *Pisa Storia Urbanistica*, Pacini Editore, Pisa.
- SOLINAS, Sandro (2012): *Stadi d’Italia. La storia del calcio italiano attraverso i suoi templi*, Il Campano, Pisa.

Normativa storica

- Circolare 25 Settembre 1948, n°2083 : *L’acciaio da impiegare nei cementi armati.*
- Circolare 8 Giugno 1953, n°1082 : *Acciaio per conglomerati cementizi armati.*
- Circolare 20 Maggio 1954, n°1433 : *Osservanza delle norme per le costruzioni in cemento armato.*
- Circolare 23 Maggio 1957, n°1472 : *Armatura delle strutture in cemento armato.*
- Circolare 2 Febbraio 2009 n°617 : *Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- D.M. 10 Gennaio 1907 : *Nuove e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato.*
- D.M. 03 Marzo 1975 : *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- D.M. 30 Maggio 1972 : *Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- D.M. 30 Maggio 1974 : *Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 16 Giugno 1976 : *Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 26 Marzo 1980 : *Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 01 Aprile 1983 : *Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 19 Giugno 1984 : *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.*
- D.M. 27 Luglio 1985 : *Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*

- D.M. 24 Gennaio 1986 : *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.*
- D.M. 14 Febbraio 1992 : *Norme tecniche per le opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 9 Gennaio 1996 : *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 16 Gennaio 1996 : *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- D.M. 14 Settembre 2005 : *Nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- D.M. 14 Gennaio 2008 : *Nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- D.P. 15 Maggio 1925 : *Prescrizioni per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato.*
- Legge 25 Novembre 1962, n°1684: *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- Legge 5 Novembre 1971, n°1086: *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- O.P.C.M. 20 Marzo 2003 , n°3274: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- O.P.C.M. 02 Ottobre 2003 , n°3316: *Modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003.*
- O.P.C.M. 23 Gennaio 2004 , n°3333: *Modifiche all'O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003.*
- O.P.C.M. 03 Maggio 2005 , n°3431: *Modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003.*
- R.D. 18 Aprile 1909, n°193 : *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 2008 o da altri precedenti elencati nel R.D. 15 Aprile 1909 e ne designa i comuni.*
- R.D. 13 Marzo 1927, n°431 : *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarate zone sismiche.*
- R.D.L. 29 Aprile 1915, n°573 : *Norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite dal terremoto del 13/01/1915.*
- R.D.L. 23 Ottobre 1924, n°2089 : *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarate zone sismiche.*
- R.D.L. 4 Settembre 1927, n°1981 : *Nuove norme tecniche per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato.*
- R.D.L. 7 Giugno 1928, n°1431 : *Prescrizioni per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato.*
- R.D.L. 4 Aprile 1929, n°592 : *Norme per l'accettazione dei cementi speciali.*
- R.D.L. 3 Aprile 1930, n°682 : *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località sismiche.*
- R.D.L. 18 Luglio 1930, n°1133 : *Norme per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio.*
- R.D.L. 23 Maggio 1932, n°832 : *Norme per l'accettazione degli agglomerati idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio.*
- R.D.L. 29 Luglio 1933, n°1213 : *Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio.*
- R.D.L. 23 Marzo 1935, n°640 : *Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.*
- R.D.L. 22 Novembre 1937, n°2105: *Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.*
- R.D.L. 16 Novembre 1939, n°2228: *Norme per l'accettazione dei leganti idraulici.*
- R.D.L. 16 Novembre 1939, n°2229: *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.*