



**COMUNE DI SARZANA**  
**PROVINCIA DELLA SPEZIA**

**OGGETTO: Adeguamento statico-sismico allo stato limite di salvaguardia della vita umana ed attività connesse del Complesso Scolastico Parentucelli-Arzelà sito in Piazza Ricchetti - Via dei Molini nel Comune di Sarzana**

**COMMITTENTE: Provincia della Spezia – Settore Lavori Pubblici e Patrimonio**

**ELABORATO: Relazione tecnica strutturale di sintesi dello stato di progetto**  
*Fabbricato A-B-C-Palestra-Piscina-Tribuna*

Data emissione  
**07 Giugno 2011**

I Progettisti Responsabili delle Prestazioni Specialistiche

**Capogruppo Ing. Aldo Pini**  
**Ing. Francesco Cananzi**  
**Ing. Luca Piermatteo**  
**Ing. Marco Traversone**  
**Geologo Matteo Angiolini**



## INDICE

<b>1. PREMESSA: OBIETTIVI E RISULTATI.....</b>	<b>- 4 -</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....</b>	<b>- 5 -</b>
<b>3. NORMATIVA, METODI DI CALCOLO E UNITÀ DI MISURA.....</b>	<b>- 9 -</b>
<b>4. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE.....</b>	<b>- 10 -</b>
<b>5. DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE.....</b>	<b>- 11 -</b>
5.1. GEOMETRIA.....	- 11 -
5.2. DETTAGLI STRUTTURALI.....	- 11 -
5.3. PROPRIETÀ DEI MATERIALI EDIFICIO ESISTENTE.....	- 11 -
5.3.1. Premessa.....	- 11 -
5.3.2. Stima della resistenza basata sui carotaggi.....	- 12 -
5.3.3. Caratteristiche dei materiali strutture gettate in opera.....	- 12 -
5.3.4. Caratteristiche dei materiali strutture prefabbricate.....	- 13 -
5.4. LIVELLO DI CONOSCENZA (LC2).....	- 13 -
5.5. PROPRIETÀ DEI MATERIALI OPERE DI ADEGUAMENTO.....	- 14 -
5.5.1. Calcestruzzo.....	- 14 -
5.5.2. Acciaio per c.a.....	- 15 -
5.5.3. Acciaio da carpenteria.....	- 16 -
5.5.4. Bulloneria.....	- 16 -
5.5.5. Saldature.....	- 16 -
5.6. ANALISI DEI CARICHI.....	- 17 -
5.6.1. Azioni permanenti e variabili.....	- 17 -
5.6.2. Azione della neve: D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).....	- 18 -
5.6.3. Azione del vento.....	- 18 -
5.6.4. Azione del sisma.....	- 19 -
5.7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	- 21 -
5.7.1. Combinazioni di carico statiche e sismiche SLU.....	- 22 -
<b>6. SINTESI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI.....</b>	<b>- 23 -</b>
6.1. PREMESSA.....	- 23 -
6.2. METODOLOGIE DI CALCOLO, TIPO DI ANALISI E STRUMENTI UTILIZZATI.....	- 23 -
6.3. CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	- 23 -
6.4. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ.....	- 24 -
6.5. PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO.....	- 24 -
6.6. "EDIFICIO A".....	- 25 -
6.6.1. Modellazione della struttura.....	- 25 -
6.6.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare).....	- 26 -
6.6.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione.....	- 27 -
6.6.4. Conclusioni.....	- 30 -
6.7. "EDIFICIO B".....	- 31 -
6.7.1. Modellazione della struttura.....	- 31 -
6.7.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare).....	- 32 -
6.7.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione.....	- 33 -
6.7.4. Conclusioni.....	- 36 -
6.8. "EDIFICIO C".....	- 37 -
6.8.1. Modellazione della struttura.....	- 37 -
6.8.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare).....	- 38 -
6.8.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione.....	- 39 -
6.8.4. Conclusioni.....	- 41 -
6.9. "EDIFICIO TRIBUNA".....	- 42 -
6.9.1. Modellazione della struttura.....	- 42 -
6.9.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare).....	- 43 -
6.9.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione.....	- 44 -
6.9.4. Conclusioni.....	- 45 -

6.10.	“EDIFICIO PALESTRA” .....	- 46 -
6.10.1.	<i>Modellazione della struttura</i> .....	- 46 -
6.10.2.	<i>Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)</i> .....	- 47 -
6.10.3.	<i>Sintesi dei risultati delle opere di fondazione</i> .....	- 48 -
6.10.4.	<i>Conclusioni</i> .....	- 49 -
6.11.	“EDIFICIO PISCINA” .....	- 50 -
6.11.1.	<i>Modellazione della struttura</i> .....	- 50 -
6.11.2.	<i>Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)</i> .....	- 51 -
6.11.3.	<i>Sintesi dei risultati delle opere di fondazione</i> .....	- 52 -
6.11.4.	<i>Conclusioni</i> .....	- 52 -
6.12.	CONTROLLI DEFORMATIVI DEGLI EFFETTI DEL SISMA ALLO SLU (VERIFICA DEI GIUNTI SISMICI) .....	- 52 -
6.13.	VERIFICHE LOCALI DEI NUOVI SETTI IN C.A. EDIFICIO A – EDIFICIO B .....	- 53 -
6.13.1.	<i>Verifica a scorrimento sezione di base</i> .....	- 53 -
6.13.2.	<i>Verifica a scorrimento sezione primo solaio</i> .....	- 54 -
6.13.3.	<i>Verifica a scorrimento sezione secondo e terzo solaio</i> .....	- 55 -

---

## 1. PREMESSA: OBIETTIVI E RISULTATI

La presente relazione descrive la verifica della vulnerabilità statico-sismica e i relativi interventi di adeguamento del “Complesso Scolastico Parentucelli-Arzelà” sito in Piazza Ricchetti – Via dei Molini nel Comune di Sarzana.

Lo studio è stato condotto secondo tre principi ispiratori:

1. ridurre al minimo le modifiche al tessuto architettonico originario;
2. minor impatto allo svolgimento delle attività scolastiche durante le lavorazioni;
3. costi realizzativi minimi in funzione del raggiungimento del grado di sicurezza richiesto.

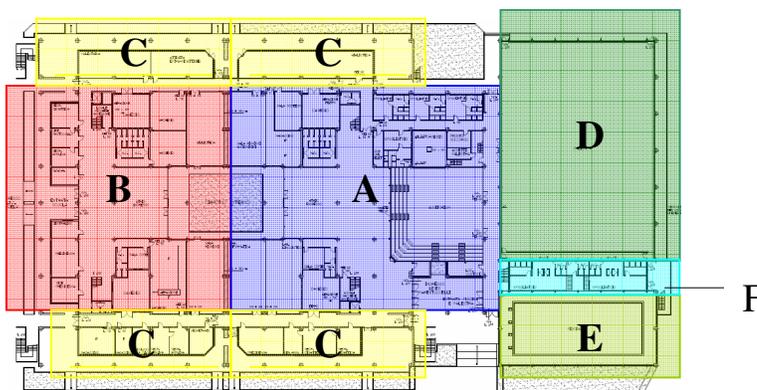
Sulla struttura oggetto di verifica è stata eseguita una campagna di indagini finalizzata alla determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche degli elementi che la costituiscono.

Sono state effettuate prove distruttive (carotaggi sui setti murari e sugli elementi in c.a., prelievo di barre di armatura), prove non distruttive (sclerometriche e ultrasoniche su elementi in c.a.) sono state eseguiti operazioni di spicconatura di alcune pareti al fine di individuarne dimensione e tipologia di materiali.

Il fabbricato in oggetto si compone di diversi corpi di fabbrica separati in elevazione da giunti tecnici longitudinali e trasversali; per detto motivo sono state condotte analisi strutturali separate su ciascun edificio allo scopo di determinare nella configurazione attuale le carenze strutturali sia in termini di spostamento che di resistenza.

Nella figura seguente si riportano i corpi di fabbrica sopraccitati:

- A:** Corpo Principale Istituto Parentucelli;  
**B:** Corpo Principale Istituto Arzelà;  
**C:** Corpo Laterali Istituti;  
**D:** Corpo Palestra;  
**E:** Corpo Piscina;  
**F:** Corpo Tribuna.



Lo studio così condotto ha evidenziato che ciascun edificio risulta verificato sotto i carichi statici ed ha permesso di determinare in modo mirato i necessari interventi da adottare per ciascun fabbricato soggetti ai carichi sismici. In particolare è emerso che le strutture denominate “A”, “B” e “C” presentano un comportamento sotto carichi sismici governato dalle pareti in calcestruzzo armato presenti nella struttura le quali risultano sottodimensionate per le sollecitazioni di taglio.

Per tale motivo è stato scelto di rinforzare tali setti al piano terra e al piano primo tramite la tecnica del “béton-plaqué” ed affiancando ad essi una nuova parete in c.a. su tutta l’altezza del fabbricato.

Per quanto concerne il Corpo Piscina e Palestra essi risultano ampiamente verificati mentre il Corpo Tribuna risulta vulnerabile nella direzione trasversale; è stato scelto quindi di inserire due pareti in c.a. in posizioni tali da non alterare la distribuzione architettonica originaria.

## 2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio scolastico oggetto di verifica è stato progettato nei primi anni ottanta secondo le regole stabilite nella Legge 2/2/1974 n°64 recante disposizioni per l'edilizia con particolare prescrizioni per le zone sismiche di 2° categoria (S=9), del D.M. 3/3/1975 nonché della Legge 5/11/1971 n°1086 e del D.M. 26/3/1980 riguardanti la esecuzione di opere in conglomerato cementizio armato, semplice e precompresso ed a struttura metallica; la Ditta esecutrice delle opere è la Coopsette di Reggio Emilia.

La configurazione in pianta presenta dimensioni totali pari a 121.50x64.50 m e un'altezza pari a 11.35 m per la scuola, 10.50 per la palestra e 7.90 m per la piscina.

Di seguito si riporta uno schema riassuntivo del sistema strutturale:

- la struttura di fondazione che risulta essere gettata in opera è di tipo superficiale puntuale con plinti a bicchiere posti ad una quota di 1.90 m dal piano di campagna per quanto riguarda i pilastri, da fondazioni a platea per quanto riguarda le strutture a nucleo e da fondazioni nastriforme per le gradinate e i setti ad L; tutte le strutture di fondazioni sono collegate da travi di fondazione gettate in opera delle dimensioni variabili a seconda delle sollecitazioni gravanti. In fondazione non sono stati rilevati giunti sismici tranne che un giunto di separazione tra il blocco attività scolastiche e il blocco attività sportive (palestra e piscina).

- le strutture in elevazione sono costituite da pilastri a sezione quadrata di dimensioni 60x60 cm oppure di sezione ad H iscritte in una sezione quadrata delle dimensioni 60x60 aventi ali di 11x11 cm.

Costruttivamente i pilastri sono monolitici; in corrispondenza delle quote di imposta delle travi di piano la sezione si rastrema fino a diventare una sezione rettangolare di sezione variabile al fine di ricreare delle selle di appoggio per le strutture orizzontali.

- le travi portanti hanno una sezione a U rovesciata di altezza totale 100 cm e di larghezza 60 cm composta da una parte di trave prefabbricata a cui è demandato il compito in fase costruttiva di sostenere i pesi propri delle strutture prefabbricate e dei getti di completamento dei solai.

- le travi sono semplicemente appoggiate e collegate tra loro da ferri che hanno il solo scopo di realizzare una catena contro l'eventuale fuori uscita della trave dalle selle di appoggio nel caso di spostamenti in controfasce dei pilastri e che aumentano l'effetto di collegamento che la soletta crea tra trave e pilastro.

- la soletta del solaio realizzata in due tempi può essere considerata infinitamente rigida in quanto di spessore superiore a 5 cm nonostante lo spessore complessivo di circa 8/9 cm e che può essere considerato infinitamente rigido è composto dalla soletta delle coppelle di solaio e dal sovra getto e resi solidali da staffe a connettore a quattro bracci  $\phi 6$  mm con interasse longitudinale di 40 cm e posti in opera su ciascuna coppella.

- le strutture a nucleo o ad L sono collegate al resto della struttura sia attraverso punti singolari di appoggio delle travi prefabbricate ma soprattutto attraverso il getto di completamento dei singoli solai.

Dal punto di vista strutturale quindi l'edificio è stato realizzato con pilastri prefabbricati incastrati alla base su plinti in c.a. gettati in opera e collegati trasversalmente da travi prefabbricate in semplice appoggio sui pilastri, da solai prefabbricati del tipo a coppelle con getto di completamento e soletta armata tale da riprodurre un orizzontamento infinitamente rigido, nonché da setti in c.a. aventi lo scopo di assorbire l'azione sismica; in questa

---

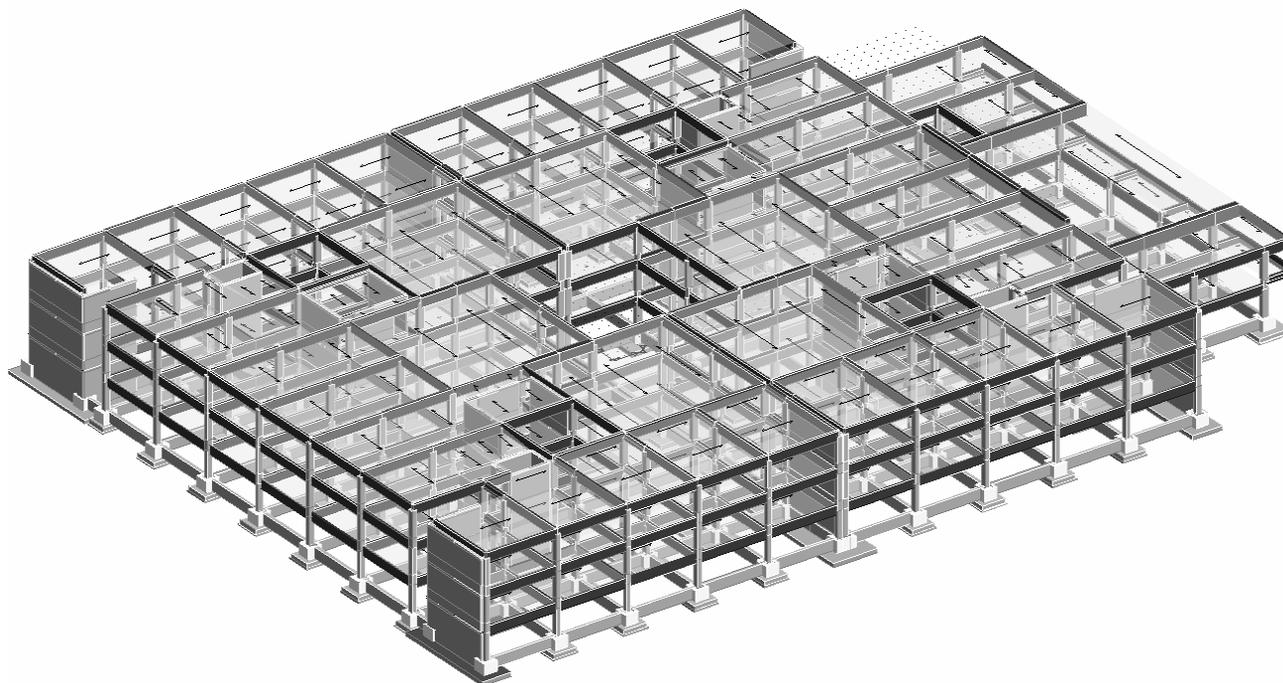
configurazione viene a mancare l'esigenza di verifica sismica delle strutture orizzontali in quanto non direttamente collegate al sistema sismo resistente e soggette a carichi verticali sismici inferiori ai corrispettivi carichi verticali statici.

Per quanto riguarda le prescrizioni progettuali sui materiali, le stesse sono rintracciabili negli elaborati di progetto e nelle relazioni di calcolo da cui risulta:

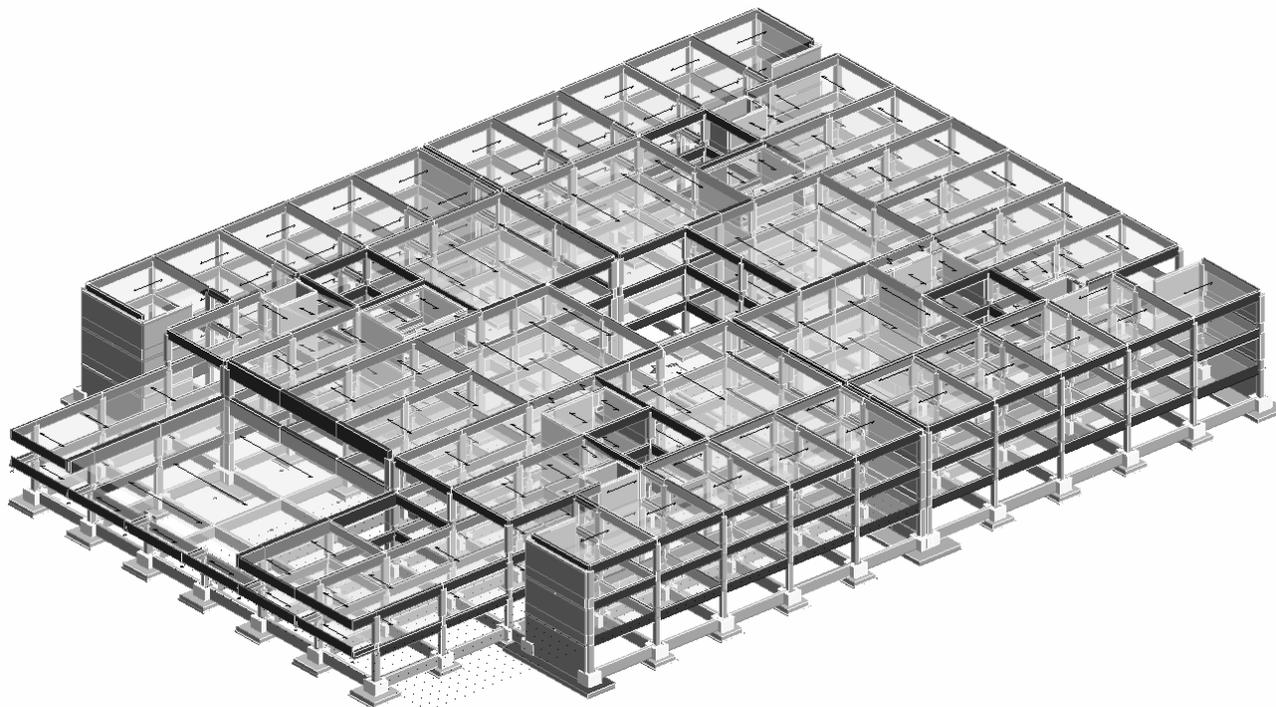
- per il calcestruzzo delle strutture prefabbricate  $R_{ck} > 400 \text{ Kg/cm}^2$
  - per il calcestruzzo delle strutture gettate in opera in elevazione  $R_{ck} > 300 \text{ Kg/cm}^2$
  - per il calcestruzzo delle fondazioni  $R_{ck} > 250 \text{ Kg/cm}^2$
  - per l'armatura in barre di acciaio per le strutture prefabbricate FeB 44 K
  - per l'armatura in barre di acciaio per le strutture gettate in opera FeB 38 K
-

Di seguito si riporta il modello matematico dell'intera struttura corpo "A", "B" e "C".

**Figura 1: Modello utilizzato nell'analisi della struttura – Edificio A/B/C – Vista 1**

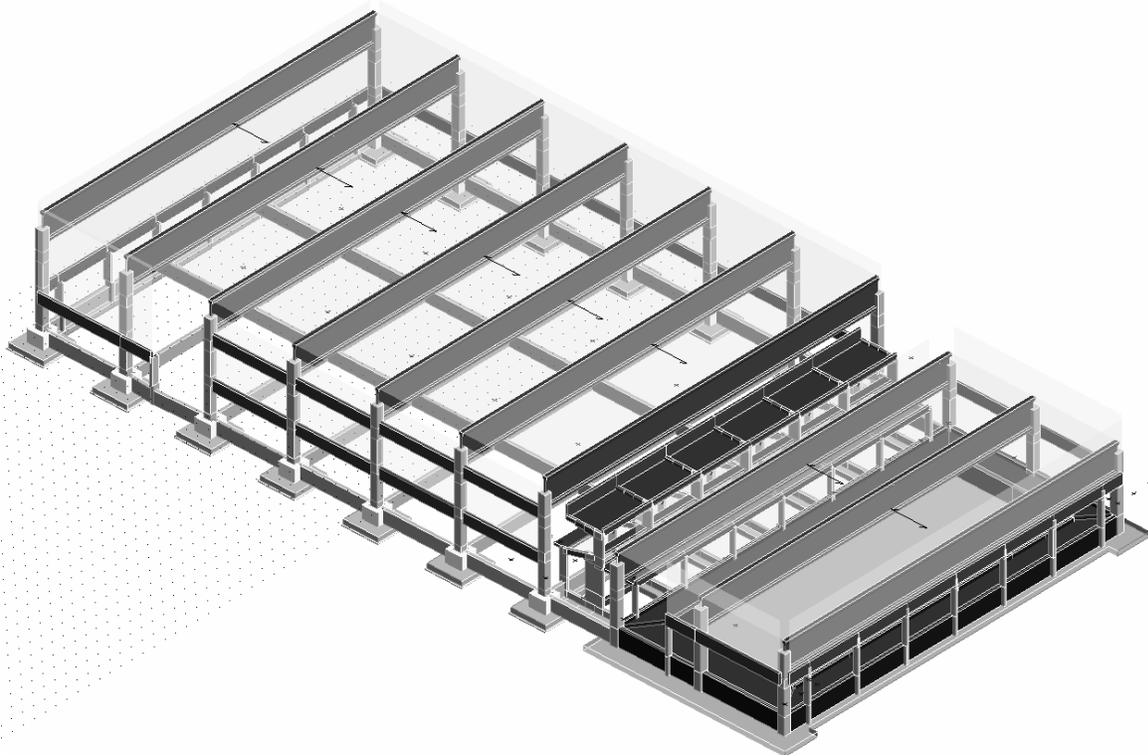


**Figura 2: Modello utilizzato nell'analisi della struttura – Edificio A/B/C – Vista 2**

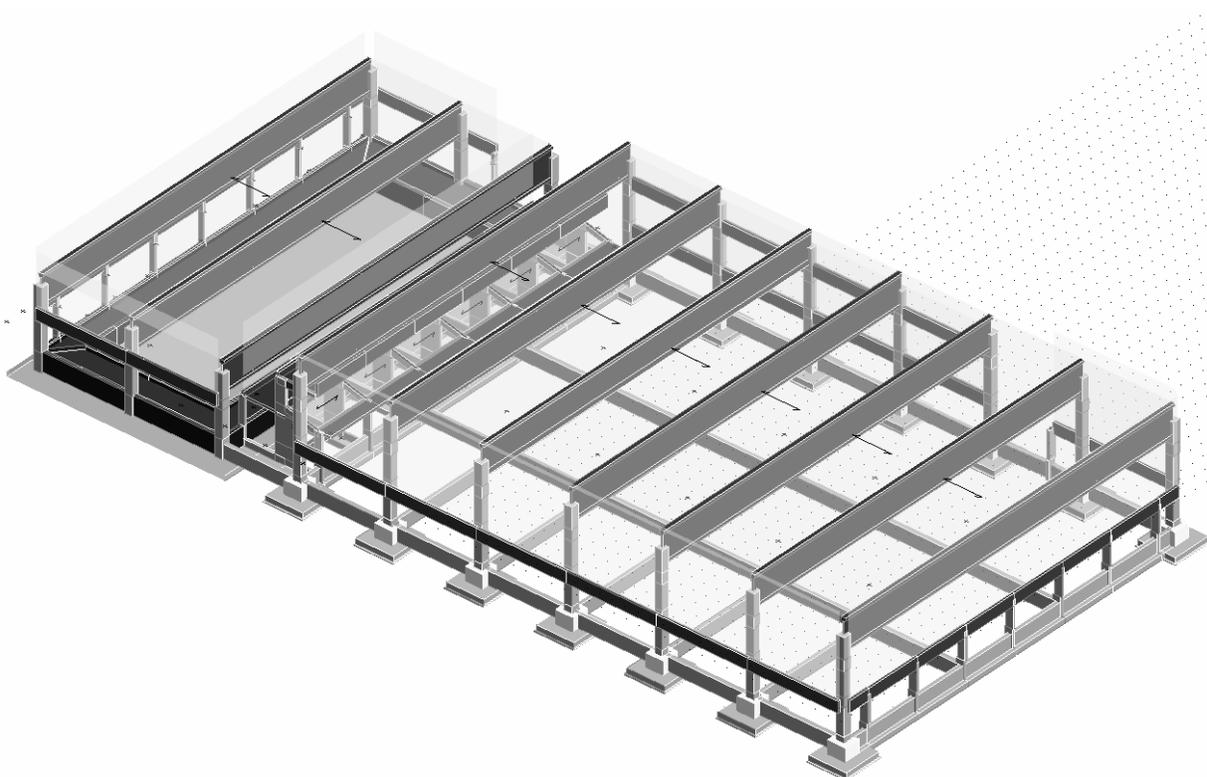


Di seguito si riporta il modello matematico dell'intera struttura corpo "Palestra", "Piscina" e "Tribuna".

**Figura 3: Modello utilizzato nell'analisi della struttura – Edificio Palestra/Piscina/Tribuna – Vista 1**



**Figura 4: Modello utilizzato nell'analisi della struttura – Edificio Palestra/Piscina/Tribuna – Vista 2**



### **3. NORMATIVA, METODI DI CALCOLO E UNITÀ DI MISURA**

La verifica delle strutture in calcestruzzo armato è stato condotto utilizzando il *metodo degli stati limite*.

La normativa di riferimento adottata per la parte strutturale, dei carichi e sovraccarichi, dei terreni e delle fondazioni è la seguente:

- *Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008;*
- *Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

Per quanto non espressamente contemplato nella normativa predetta si è fatto esplicito riferimento alla seguenti norme europee:

- *Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;*
- *Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;*
- *Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;*
- *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.*

Le norme NTC 2008, precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto con il Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

---

#### 4. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE

Si è concordato con il Committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale: **50 anni**;
- Classe d'Uso: **III**;
- Categoria del suolo: **B**;
- Coefficiente Topografico: **T1**;
- Sito collocazione edificio: **Comune di Sarzana** lat. **44.11604°** e long. **9.964031°**

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati al paragrafo 5.6.4.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

## **5. DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE**

Da un'*analisi storica*, condotta al fine di ottenere il maggior numero possibile di informazioni e notizie sul progetto, è stato possibile rintracciare presso gli archivi della Provincia della Spezia e consultare l'intero progetto architettonico (relazioni, elaborati grafici e autorizzazioni), il progetto strutturale (relazioni di calcolo, relazione geologica, elaborati grafici strutturale contenenti le carpenterie, le armature, dei particolari costruttivi e le caratteristiche dei materiali e relative autorizzazioni); è stata visionata la relazione a struttura ultimata con le prove sui materiali utilizzati per la costruzione.

Dal *rilievo geometrico* condotto è stato possibile verificare la corrispondenza degli elaborati grafici originari con l'edificio in essere evidenziando che lo stesso non ha subito negli anni alcune trasformazioni di rilievo tali da modificare la struttura rispetto alla configurazione progettuale.

### **5.1. Geometria**

Per l'edificio in esame sono disponibili i disegni originari architettonici e strutturali che hanno permesso di individuare dell'organismo strutturale resistente alle azioni verticali ed orizzontali descrivendo la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni.

È stato effettuato un rilievo visivo a campione a verifica della effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

### **5.2. Dettagli strutturali**

I disegni esecutivi disponibili hanno consentito di individuare per ciascun elemento strutturale la quantità, la disposizione e i dettagli delle armature. Sono state eseguite limitate verifiche in situ per accertare la corrispondenza tra le armature presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi.

### **5.3. Proprietà dei materiali Edificio Esistente**

#### **5.3.1. Premessa**

Nell'anno 2006 la Provincia della Spezia ha incaricato un gruppo di ingegneri professionisti, tramite un raggruppamento temporaneo, di eseguire uno studio preliminare, disponibile presso gli archivi della Provincia, sulle condizioni statico-sismiche dell'edificio in esame.

In quella sede è stata condotta una campagna di sondaggi piuttosto estesa che ha permesso di individuare, unitamente ai certificati di prova originali sia del calcestruzzo che delle armature in acciaio utilizzate, sia le proprietà dei materiali da costruzione gettati in opera che quelli prefabbricati.

Data l'estensione delle indagini eseguite, a cui si fa preciso riferimento nel presente studio, si è ritenuto non necessario eseguire nuove prove in quanto le informazioni disponibili sono sufficienti a descrivere i materiali in essere.

I dati acquisiti sono stati rielaborati dagli scriventi come di seguito riportato.

---

### 5.3.2. Stima della resistenza basata sui carotaggi

La resistenza delle carote prelevate è stata convertita nella corrispondente resistenza del calcestruzzo in situ prima di essere utilizzata nei calcoli di verifica. Per convertire le “n” resistenze ottenute sulle carote  $f_{car,i}$  nelle corrispondenti resistenze in situ  $f_{cls,i}$  è stata utilizzata la seguente espressione:

$$f_{cls,i} = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) \cdot f_{car,i}$$

dove:-  $C_{h/d} = 2/(1.5 + D/h)$  coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2;

- $C_{dia}$  coefficiente correttivo relativo al diametro (1.06, 1.00 e 0.98 per D pari a 50,100 e 150 mm);
- $C_a$  è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse (da 1.03 a 1.13);
- $C_d$  è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione ( $C_d = 1.20$  per  $f_{car} < 20$  Mpa;  $C_d = 1.10$  per  $f_{car} > 20$  Mpa).

### 5.3.3. Caratteristiche dei materiali strutture gettate in opera

Di seguito si riporta la rielaborazione delle prove eseguite sul *calcestruzzo gettato in opera*:

Prove in situ				Coefficienti correttivi					
Contrassegno provino	Dimensioni (d/h)		$f_{car,i}$	Coef. Correttivo h/d	Coef. Correttivo D	Coef. Armature	Coef. Disturbo	$f_{cls,i}$	
n	d (mm)	h (mm)	N/mm <sup>2</sup>	h/d	Ch/d	C <sub>dia</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>d</sub>	N/mm <sup>2</sup>
1/2005	100	181	35.24	1.81	0.97	1.00	1.00	1.10	37.77
2/2005	149	186	32.42	1.25	0.87	0.98	1.00	1.10	30.38
3/2005	149	278	27.07	1.87	0.98	0.98	1.00	1.10	28.67
4/2005	149	278	28.82	1.87	0.98	0.98	1.00	1.10	30.52
7/2005	149	180	40.58	1.21	0.86	0.98	1.00	1.10	37.59
8/2005	149	162	32.76	1.09	0.83	0.98	1.00	1.10	29.19
28/2006	100	198	28.20	1.98	1.00	1.00	1.00	1.10	30.94
13/2006	123	190	18.30	1.54	0.93	0.99	1.00	1.20	20.25
18/2006	123	153	19.20	1.24	0.87	0.99	1.00	1.20	19.80
20/2006	123	207	33.50	1.68	0.96	0.99	1.00	1.10	34.84
32/2006	100	195	24.40	1.95	0.99	1.00	1.00	1.10	26.67
6/2005	149	290	29.00	1.95	0.99	0.98	1.00	1.10	31.05
9/2005	149	184	29.40	1.23	0.87	0.98	1.00	1.10	27.44
14/2006	123	151	22.70	1.23	0.86	0.99	1.00	1.10	21.36
16/2006	100	190	31.00	1.90	0.99	1.00	1.00	1.10	33.66
19/2006	100	169	19.10	1.69	0.96	1.00	1.00	1.20	21.92

Dalle prove eseguite si ricava una *resistenza cilindrica media a compressione* di:  $f_{cm} = 28.88 \text{ N/mm}^2$

Il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo è stato stimato tramite l'espressione fornita dalle NTC'08:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 30240 \text{ N/mm}^2$$

Di seguito si riporta l'elaborazione delle prove eseguite sulle *armature in acciaio delle strutture gettate in opera*:

Prove in situ			
Contrassegno provino	Diametro	Tens. snervamento	Tens. Rottura
n	d (mm)	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4/2006	16.2	447	600.00
5/2006	16	454	651.00
9/2006	15.9	507	765.00
10/2006	16	501	773.00
22/2006	11.7	447	594.00
23/2006	12	422	624.00
26/2006	12.2	493	729.00
6/2006	12.1	511	769.00
7/2006	16.1	491	738.00
8/2006	15.9	508	768.00
11/2005	12	444	632.00
25/2006	16	506	761.00
26/2006	16	496	749.00
27/2006	16.1	495	726.00
28/2006	12.1	523	763.00
		<b>483.00</b>	<b>709.47</b>

Dalle prove eseguite si ricava un valore medio di *resistenza allo snervamento* di:  $f_y = 483 \text{ N/mm}^2$

### 5.3.4. Caratteristiche dei materiali strutture prefabbricate

Di seguito si riporta la rielaborazione delle prove eseguite sul *calcestruzzo prefabbricato*:

Prove in situ				Coefficienti correttivi					
Contrassegno provino	Dimensioni (d/h)		fcar,i	Coeff. Correttivo h/d		Coeff. Correttivo D	Coeff. Armature	Coeff. Disturbo	fcls,i
n	d (mm)	h (mm)	N/mm <sup>2</sup>	h/d	Ch/d	Cdia	Ca	Cd	N/mm <sup>2</sup>
5	98	244	27.32	2.49	1.05	1.00	1.00	1.10	31.61
10	100	234	41.23	2.34	1.04	1.00	1.00	1.10	47.06
1/2006	122	203	43.83	1.66	0.95	0.99	1.00	1.10	45.44
2/2006	122	174	45.50	1.43	0.91	0.99	1.00	1.10	45.02
3/2006	122	172	47.02	1.41	0.91	0.99	1.00	1.10	46.35
11/2006	122	70	87.07	0.57	0.62	0.99	1.00	1.10	58.48
12/2006	122	108	54.74	0.89	0.76	0.99	1.00	1.10	45.34
29/2006	100	199	54.00	1.99	1.00	1.00	1.00	1.20	64.72
15/2006	123	231	35.10	1.88	0.98	0.99	1.00	1.20	41.03
30/2006	100	199	38.70	1.99	1.00	1.00	1.00	1.10	42.52
31/2006	100	200	28.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.10	30.80
33/2006	100	198	22.40	1.98	1.00	1.00	1.00	1.10	24.58
34/2006	100	199	22.60	1.99	1.00	1.00	1.00	1.10	24.83
35/2006	100	200	44.70	2.00	1.00	1.00	1.00	1.10	49.17
37/2006	99	190	59.90	1.92	0.99	1.00	1.00	1.10	65.20
30/2006	105	140	48.30	1.33	0.89	1.00	1.00	1.10	47.23
40/2006	105	200	54.80	1.90	0.99	1.00	1.00	1.10	59.54
41/2006	105	200	55.50	1.90	0.99	1.00	1.00	1.10	60.30
42/2006	105	200	36.9	1.90	0.99	1.00	1.00	1.10	40.09

Dalle prove eseguite si ricava una *resistenza cilindrica media a compressione* di:  $f_{cm} = 45.75 \text{ N/mm}^2$

Il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo è stato stimato tramite l'espressione fornita dalle NTC'08

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 34717 \text{ N/mm}^2$$

Di seguito si riporta la rielaborazione delle prove eseguite sulle *armature in acciaio delle strutture prefabbricate*:

Prove in situ			
Contrassegno provino	Diametro	Tens. snervamento	Tens. Rottura
n	d (mm)	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
24/2006	6.5	502	746.00
27/2006	6.4	410	576.00
43/2006	21.8	484	746.00
44/2006	21.9	583	799.00
		<b>494.75</b>	<b>716.75</b>

Dalle prove eseguite si ricava un valore medio di *resistenza allo snervamento* di:  $f_y = 495 \text{ N/mm}^2$

### 5.4. Livello di conoscenza (LC2)

La disponibilità di informazioni ottenute con riferimento alla geometria, ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali consente di definire un livello di conoscenza cautelativo **LC2** per l'edificio in esame.

Risultano infatti disponibili i *disegni di carpenteria originali* (e rilievo visivo completo), i *disegni costruttivi completi* (con limitate verifiche in sito), i *certificati di prova originali* e le *specifiche di progetto con prove in situ* classificabili tra *estese* e *limitate*.

La campagna di prove eseguita ha tenuto conto della ripetitività degli elementi strutturali, in particolare i pilastri, i quali essendo prefabbricati in un unico pezzo presentano per ciascun piano le medesime caratteristiche in termini di qualità dei materiali impiegati. In questa ottica viene meno la distinzione delle prove eseguite a livello di piano essendo la maggior parte degli elementi strutturali continua su tutta l'altezza dell'edificio; tuttavia sono stati prelevati e provati un numero di spezzoni di armatura da n. 2 a n. 8 ferri per piano ed un numero di cubetti di cls pari a 1 cubetto ogni circa 300 m<sup>2</sup> di piano.

Il livello di conoscenza raggiunto risulta LC2 che permette l'utilizzo dell'*analisi statica non lineare* e determina un fattore di confidenza da doversi adoperare nelle verifiche di sicurezza pari a **FC = 1.20**.

## 5.5. Proprietà dei materiali opere di adeguamento

### 5.5.1. Calcestruzzo

Nella esecuzione delle opere in calcestruzzo armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

<b>Tipologia strutturale:</b>	<b>Elevazione</b>
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm <sup>2</sup> (300 daN/cm <sup>2</sup> )
Condizioni ambientali:	Strutture interne di edifici non industriali con umidità bassa.
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	16 mm

### **Dosatura dei materiali.**

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 300 (30) è orientativamente la seguente (per m<sup>3</sup> d'impasto).

sabbia	0.4 m <sup>3</sup>
ghiaia	0.8 m <sup>3</sup>
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m <sup>3</sup>

### **Qualità dei componenti**

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

### **Prescrizione per inerti**

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

**Prescrizione per il disarmo**

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.  
Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

**Provini da prelevarsi in cantiere**

n° 2cubi di lato 15 cm;  
un prelievo ogni 100 mc

$$\sigma_{c28} \geq 3 \cdot \sigma_{c \text{ adm}};$$

$$R_{ck} 28 = R_m - 35 \text{ kg/cm}^2;$$

$$R_{min} > R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

**Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite**

Tabella riassuntiva per vari  $R_{ck}$

$R_{ck}$	$f_{cd} = 0.52 R_{ck}$	$0.85 f_{cd} = 0.44 R_{ck}$	$0.35 R_{ck}$	$f_{ctd}$	$E_c$	$\nu$	u.m.
300	156	132	105	11.4	311 800	0.12	[kg/cm <sup>2</sup> ]

legenda:

- $f_{cd}$  (resistenza di calcolo cilindrica);  
 $f_{cd} = 0.83 R_{ck} / \gamma_c$ , ( $\gamma_c = 1.6$ );  $f_{cd} = 0.83 R_{ck} / 1.6 = 0.52 R_{ck}$ ;
- $0.85 f_{cd}$  (tensione di calcolo a compressione cls per le verifiche SLU a presso tenso-flessione);  
 $0.85 f_{cd} = 0.85 \cdot 0.83 R_{ck} / 1.6 = 0.44 R_{ck}$ ;
- $0.35 R_{ck}$  (tensione di calcolo per sola compressione);
- $f_{ctd}$  (resistenza di calcolo a trazione);  
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ ;  $f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.27 R_{ck}^{2/3}$  (N/mm<sup>2</sup>);
- $E_c$  modulo di elasticità normale;
- $\nu$  coefficiente di Poission.

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate); 0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica:  $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Viscosità  $\phi = 1.70$ .

**5.5.2. Acciaio per c.a.**

<b>ACCIAIO PER C.A. B450C</b>	
<i>Metodo agli stati limite</i>	
$f_{yk}$ tensione caratteristica di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
$f_{tk}$ tensione caratteristica di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
$f_{td}$ tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3982 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:  $(f_y / f_{ynom})_k \leq 1.25$        $1.15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$

**Controlli in cantiere delle barre d'armatura**

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 100 \text{ daN/cm}^2$$

**5.5.3. Acciaio da carpenteria****Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale**Modulo Elastico: 2.100.000 kg/cm<sup>2</sup> (206.010 N/mm<sup>2</sup>)Coefficiente di Poisson: 0.3**Caratteristiche minime dei materiali**

	S355
tensione di rottura	510 N/mm <sup>2</sup>
tensione di snervamento	355 N/mm <sup>2</sup>

**5.5.4. Bulloneria**

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	F <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>k,N</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>d,N</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>d,V</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
8.8	800	640	560	560	396

legenda:

$f_{k,N}$  è assunto pari al minore dei due valori  $f_{k,N} = 0.7 f_t$  ( $f_{k,N} = 0.6 f_t$  per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$  essendo  $f_t$  ed  $f_y$  le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$  = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$  = resistenza di calcolo a taglio

**5.5.5. Saldature**

Su tutte le saldature è stato eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) sono state controllate a mezzo di particelle magnetiche e/o ultrasuoni.

Il filo di saldatura utilizzato è di tipo IT-SG3 (Saldature ad alta resistenza, fino a 600N/mm<sup>2</sup>), ed ha le seguenti caratteristiche: Caratteristiche meccaniche: R=590N/mm<sup>2</sup>; S=420N/mm<sup>2</sup>; KV (20°C) = 50J

Composizione chimica media: C = 0.08%; Mn =1.4%; Si = 0.8%; P = 0.02%; S = 0.02%.

I saldatori utilizzati per la costruzione delle strutture sono certificati secondo la UNI EN 287/1.

## 5.6. Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con il progetto originario per quanto riguarda i carichi permanenti e con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni” per quanto riguarda i carichi variabili.

Sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- **Carichi permanenti G**, che comprendono i pesi propri ed i sovraccarichi permanenti non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come pavimenti, tramezzi divisorii, controsoffittature;
- **Sovraccarichi variabili Q**, che comprendono le azioni variabili legate alla destinazione d’uso del locale ed i sovraccarichi da neve calcolati secondo le norme vigenti;
- **Azione sismica E**, definita in base alle NTC '08 trascurando l’effetto della variabilità spaziale del moto.

### 5.6.1. Azioni permanenti e variabili

#### - Peso proprio elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi in elevazione, travi di fondazione, pilastri e setti) vengono automaticamente considerati dal programma di calcolo utilizzato per l’analisi della struttura e posizionati nella *condizione di carico “peso proprio”*. (*peso specifico c.a. 2500kg/m<sup>3</sup>*).

#### - Solaio intermedi in coppelle H 30 cm (edificio A/B/C)

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	195 kg/m <sup>2</sup>
	- caldaia collab. 5 cm	125 kg/m <sup>2</sup>
	- isolamento e sottofondo	85 kg/m <sup>2</sup>
	- pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
	- pareti tamponamento	50 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. C1 (ambienti affollati)	300 kg/m <sup>2</sup>

#### - Solaio intermedi in coppelle H 70 cm (edificio A/B/C)

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	290 kg/m <sup>2</sup>
	- caldaia collab. 5 cm	125 kg/m <sup>2</sup>
	- isolamento e sottofondo	85 kg/m <sup>2</sup>
	- pavimento	40 kg/m <sup>2</sup>
	- pareti tamponamento	50 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. C1 (ambienti affollati)	300 kg/m <sup>2</sup>

#### - Solaio di copertura in coppelle H 30 cm (edificio A/B/C)

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	195 kg/m <sup>2</sup>
	- caldaia collab. 5 cm	125 kg/m <sup>2</sup>
	- massetto pendenze e isolam.	350 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. H1 (sola manutenzione)	50 kg/m <sup>2</sup>
	- Neve	85 kg/m <sup>2</sup>

**- Solaio di copertura in coppelle H 70 cm (edificio A/B/C)**

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	290 kg/m <sup>2</sup>
	- caldana collab. 5 cm	125 kg/m <sup>2</sup>
	- massetto pendenze e isolam.	350 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. H1 (sola manutenzione)	50 kg/m <sup>2</sup>
	- Neve	85 kg/m <sup>2</sup>

**- Solaio di copertura in tegole c.a.v. H 30 cm (palestra/piscina)**

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	225 kg/m <sup>2</sup>
	- permanente	20 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. H1 (sola manutenzione)	50 kg/m <sup>2</sup>
	- Neve	85 kg/m <sup>2</sup>

**- Pannelli di tamponamento in cls (palestra/piscina/tribuna)**

Carichi permanenti G:	- peso proprio	400 kg/m <sup>2</sup>
-----------------------	----------------	-----------------------

**- Solaio gradinata tribuna H 20+4 cm (tribuna)**

Carichi permanenti G:	- peso proprio solaio	275 kg/m <sup>2</sup>
	- permanente gradoni	400 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. C3 (tribune libere)	500 kg/m <sup>2</sup>

**- Solette gradinata copertura H 20 cm (tribuna)**

Carichi permanenti G:	- permanente	20 kg/m <sup>2</sup>
Carichi variabili Q:	- Cat. H1 (sola manutenzione)	50 kg/m <sup>2</sup>
	- Neve	85 kg/m <sup>2</sup>

**5.6.2. Azione della neve: D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)**

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:  $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

Provincia: La Spezia; Zona : II; Altitudine : 0 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo :  $q_{sk} = 102.04 \text{ kg/m}^2$

Coefficiente di esposizione  $C_E$  : 1 (Normale); Coefficiente termico  $C_t$  : 1

**Tipo di copertura:** ad una falda ( $\alpha = 0^\circ$ )

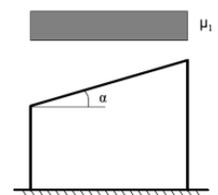
Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione di carico riportata nella figura a lato, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico, con o senza vento.

**Carico da neve :**

$$q_s(\mu_1=0.8) = 81.63 \text{ kg/m}^2 = 85 \text{ kg/m}^2$$

**5.6.3. Azione del vento**

Non è stata considerata la componente dovuta al vento in quanto la componente sismica risulta più rilevante ai fini delle azioni orizzontali.

#### 5.6.4. Azione del sisma

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). L'azione sismica è calcolata considerando la *Classe della struttura di tipo 2* e *Classe d'uso III*.

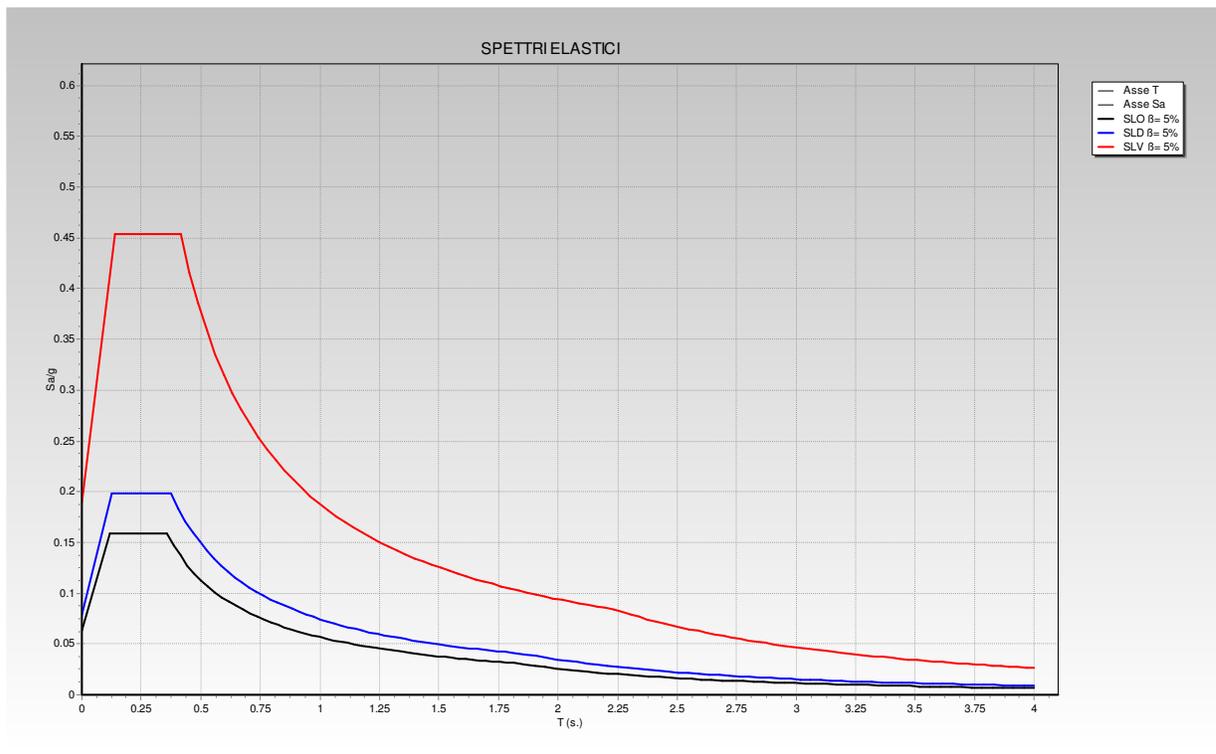
I parametri sismici sono i seguenti:

- Vita nominale della costruzione **Vn = 50 anni**;
- Classe d'uso: **III** (Costruzioni con affollamenti significativi): **Cu = 1.5**;
- Vita di riferimento dell'opera **Vr = Vn \* Cu = 75 anni**;
- L'amplificazione sismica locale basata sulle caratteristiche litologiche e stratigrafiche dell'area i terreni d'imposta rientrano nella **categoria di sottosuolo "B"** (indicata nella tabella 3.2.II del D.M. 14/01/08) – " Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s);  
Dai parametri relativi al tipo di costruzione sopra enunciati, si ottiene il **coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.2$** .
- Gli effetti d'amplificazione sismica dovuta alle condizioni topografiche locali, l'area d'intervento è classificabile nella categoria **T1** (indicata nella tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/08) – "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ". Si ottiene pertanto il **coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1.0$** .
- Posizione: Comune di Sarzana latitudine **44.11604°** e longitudine **9.964031°**:



Da cui si ricavano i seguenti valori dei suddetti parametri associati ai periodi di ritorno  $T_R$  per lo stato limite di riferimento SLO, SLD e SLV utilizzati nelle verifiche:

<b>Parametri sismici</b>				
	<b>Tr (anni)</b>	<b>Ag=Ag/g (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>Tc*</b>
<b>SLO</b>	<b>45</b>	<b>0.054</b>	<b>2.50</b>	<b>0.245</b>
<b>SLD</b>	<b>75</b>	<b>0.066</b>	<b>2.503</b>	<b>0.262</b>
<b>SLV</b>	<b>712</b>	<b>0.159</b>	<b>2.39</b>	<b>0.296</b>



### 5.7. Combinazioni delle azioni

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5).

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I)

#### Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17). I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I)

### 5.7.1. Combinazioni di carico statiche e sismiche SLU

Al fine di determinare le sollecitazioni più sfavorevoli, sono state considerate le combinazioni di carico relative allo stato limite ultimo come di seguito riportate:

COMBINAZIONE CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.																	
N. COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
PESO STRUTTURALE	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
PERMAN.NON STRUTTURALE	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Var.Amb.affol.	1.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Var.Nev.q<1000	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Var.Coperture	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Corr. Tors. dir. 0	0.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0
Corr. Tors. dir. 90	0.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3
SISMA DIREZ. GRD 0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
SISMA DIREZ. GRD 90	0.0	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3

COMBINAZIONE CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.																
N. COMBINAZIONE	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
PESO STRUTTURALE	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
PERMAN.NON STRUTTURALE	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Var.Amb.affol.	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Var.Nev.q<1000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Var.Coperture	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Corr. Tors. dir. 0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Corr. Tors. dir. 90	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0
SISMA DIREZ. GRD 0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
SISMA DIREZ. GRD 90	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0

## 6. SINTESI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.1. Premessa

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi statica non lineare (push Over), quando specificato, nelle elaborazioni numeriche allegate;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si è fatto riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

### 6.2. Metodologie di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica è stata effettuata una analisi statica non lineare.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma CDSWin versione 2010/a con licenza chiave n° 18985 STS intestata al sottoscritto prodotto dalla : S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l. Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

#### Elaboratore utilizzato:

- Computer                      Acer  
  Aspire M5630  
  Intel ® Core™ 2 Quad CPU Q6600 @ 2.40 GHz  
  2.40 GHz, 4.00 Gb di RAM
- Sistema                         Microsoft Windows 7 Home Premium  
  Versione 2009  
  Registrato a nome di: Progetec s.n.c.

### 6.3. Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allegano alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

---

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

#### ***6.4. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità***

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

#### ***6.5. Prestazioni attese al collaudo***

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

---

## 6.6. “Edificio A”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando la sola parte in elevazione al fine di indagare la bontà delle scelte di adeguamento strutturale. Dimostrata la verifica della parte in elevazione nella configurazione adeguata si procede alla verifica dell’opera di fondazione.

### 6.6.1. Modellazione della struttura

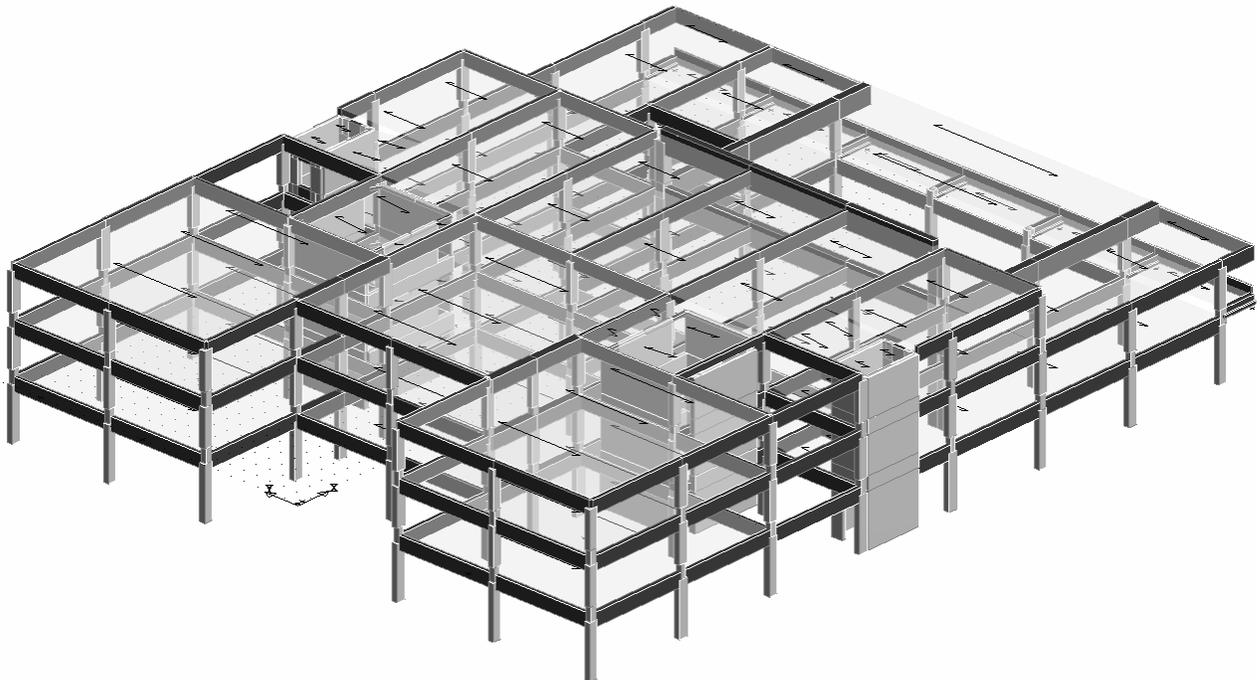
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



### 6.6.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata *l'eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare > 1):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.37	2.78
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.37	2.89
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.84	3.62
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.190	<b>1.195</b>	2.80	3.84
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.160	<b>1.006</b>	2.99	3.28
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.170	<b>1.069</b>	2.98	3.36
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.160	<b>1.006</b>	3.73	4.33
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.190	<b>1.195</b>	3.65	4.68
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.37	2.80
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.37	2.87
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	2.80	3.82
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.84	3.57
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.160	<b>1.006</b>	2.98	3.29
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.170	<b>1.069</b>	2.99	3.39
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	3.65	4.67
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.160	<b>1.006</b>	3.73	4.39

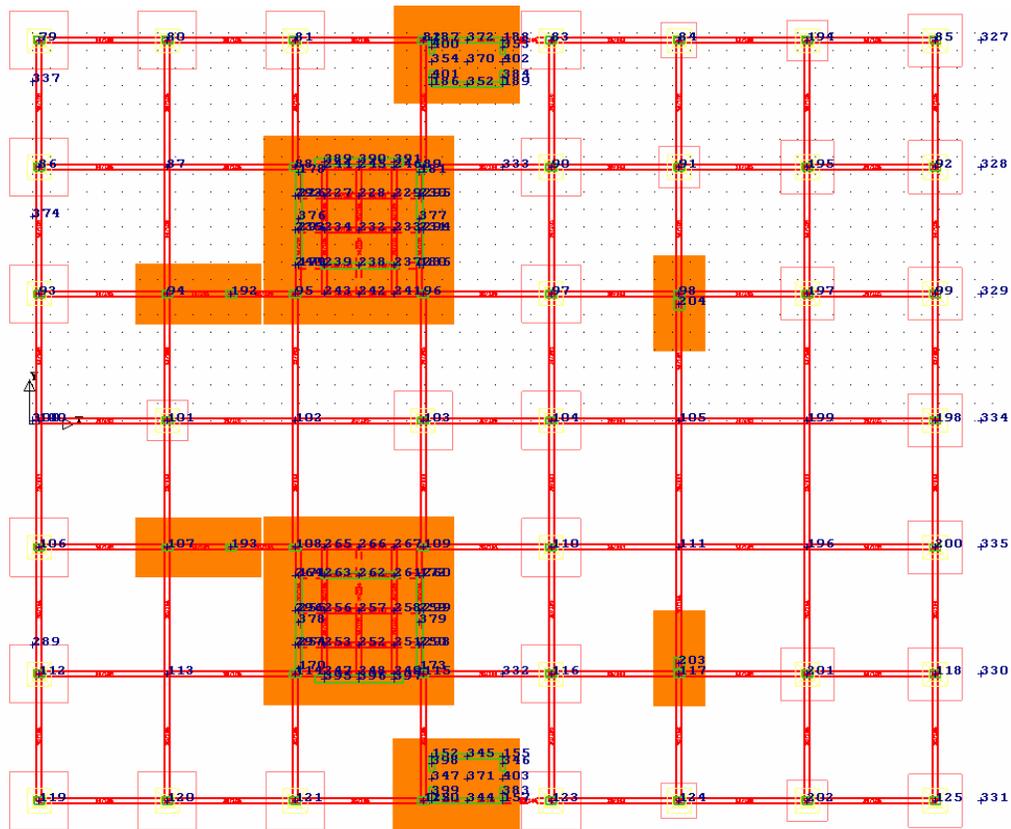
### 6.6.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione

Il seguente paragrafo riguarda la verifica per carico limite ortogonale al piano di posa dell'opera di fondazione del fabbricato. Per il fabbricato denominato "Edificio B" è stata adottata una fondazione a plinti in calcestruzzo armato avente sezione pari a 2.00x2.00x0.40 m, 2.30x2.30x0.40 m, 3.30x3.30x0.40 m con bicchiere avente dimensione interna pari a 70x70 cm spessore 30 cm altezza pari a 105 cm; i plinti risultano collegati da travi aventi sezione 30x105 cm. Inoltre nella zona dei setti sono presenti fondazioni aventi sezione 3.50x7.20x0.40, 5.70x7.20x0.40 e 10.80x10.80x0.40 m. La quota di imposta delle fondazioni si trova a 1.75 m dal piano di campagna.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come **(A1+M1+R3)**; le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 6.2.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Al fine di verificare la portanza delle fondazioni sono state determinate le massime azioni al piede dei pilastri e riportate in forma gabbellare (vedi relazione di calcolo); in particolare sono state riportate, per ciascun plinto, nella prima fila le azioni statiche e nelle righe successive le massime azione lungo x, in senso positivo +x e negativo -x, e le massime azioni lungo y, in senso positivo +y e negativo -y.

Si precisa che le azioni sismiche sono state ricavate da un'analisi dinamica con spettro elastico dato che il fattore di struttura ricavato dalle 16 analisi non lineare risulta prossimo all'unità, indicato dalla normativa vigente come limite superiore delle azioni sismiche.



Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*di sezione 2.00x2.00x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.5 sul filo n.84 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.87 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 5.21 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.99 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 2.20 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,sle} = 3.99 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*di sezione 2.30x2.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.9 sul filo n.91 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 3.03 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 5.36 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 2.17 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 2.33 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,sle} = 4.10 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*di sezione 3.30x3.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.2 sul filo n.80 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.24 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 5.95 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.71 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 4.17 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.32 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,sle} = 4.56 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifiche più gravose (*3.50x7.20x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.31 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 5.38 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 2.18 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,stu} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.78 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,sle} = 4.12 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

---

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifica più gravose (**10.8x10.8x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.**).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.92 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 10.82 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 5.59 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 6.65 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.48 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 8.30 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifica più gravose (**5.70x7.20x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.**).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.05 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 7.17 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 4.02 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 4.93 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 0.81 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 5.50 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

---

#### **6.6.4. Conclusioni**

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "A" emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni di carico statiche mentre risulta vulnerabile per le azioni sismiche sia lungo la direzione x che y.

Questo fenomeno è ben mostrato dalle curve pushover sopra riportate in cui si evidenzia una crisi prematura per taglio dei setti in c.a. relativi ai vani ospitanti i servizi igienici.

Detti setti infatti presentano notevole rigidità nelle due direzioni principali e tali da assorbire una quota significativa dei tagli di piano; questa condizione sommata ad una ridotta resistenza a taglio dei setti genera la crisi per azione tagliante degli stessi.

In questa condizione i pilastri risultano ancora in fase elastica in quanto gli spostamenti in gioco, governati dalle pareti di taglio esistenti, risultano molto bassi.

Per questo motivo è stato scelto di adottare i seguenti interventi di adeguamento:

1. aumentare la resistenza a taglio dei setti in questione sia la primo che secondo ordine tramite la tecnica del béton-plaqué;
2. inserimento di una nuova parete di taglio al fine di ricreare una struttura scatolare estesa sui tre ordini.

Questa configurazione strutturale è stata calibrata in modo da preservare i locali ascensori da crisi premature in quanto sarebbe risultato eccessivamente oneroso e complesso un intervento su detti elementi.

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "A" nella configurazione di progetto emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni sismiche in entrambe le direzioni.

In questa configurazione strutturale si è riusciti a raggiungere le verifiche sismiche senza tuttavia stravolgere l'edificio e riducendo al minimo le interferenze con le attività scolastiche.

---

## 6.7. “Edificio B”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando la sola parte in elevazione al fine di indagare la bontà delle scelte di adeguamento strutturale. Dimostrata la verifica della parte in elevazione nella configurazione adeguata si procede alla verifica dell’opera di fondazione.

### 6.7.1. Modellazione della struttura

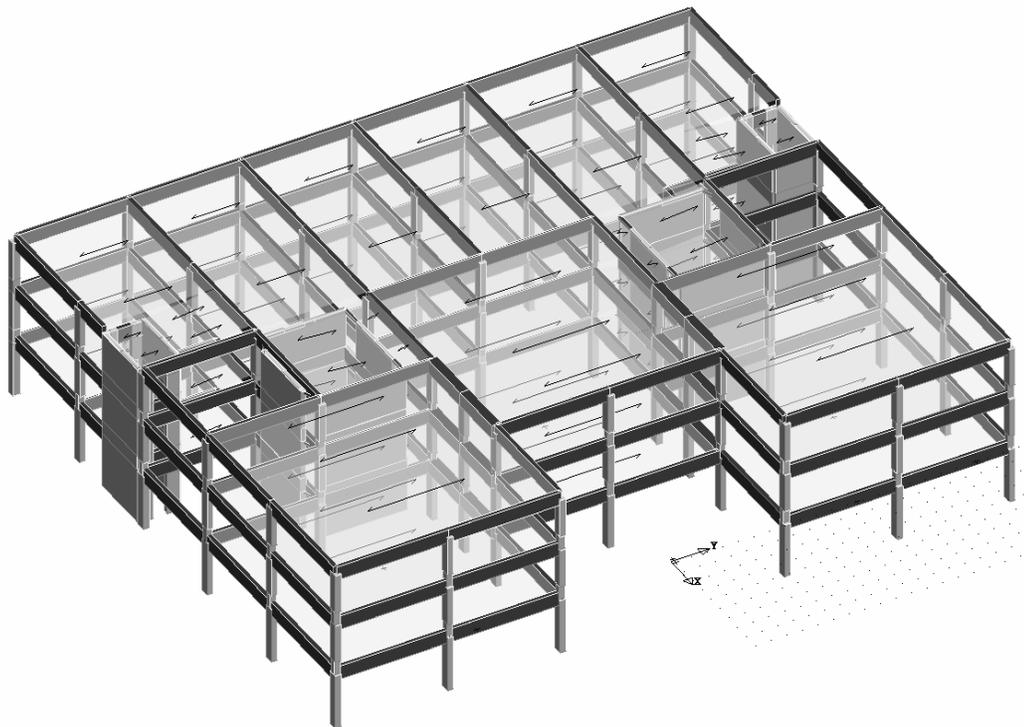
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



### 6.7.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata *l'eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare > 1):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.190	<b>1.195</b>	1.77	2.23
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.190	<b>1.195</b>	1.76	2.21
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.18	2.74
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.19	2.73
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.23	3.42
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.23	3.37
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.63	4.51
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.64	4.46
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	1.76	2.26
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	1.77	2.18
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	2.19	2.73
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	2.18	2.86
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.23	3.44
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.23	3.32
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.64	4.46
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	2.63	4.51

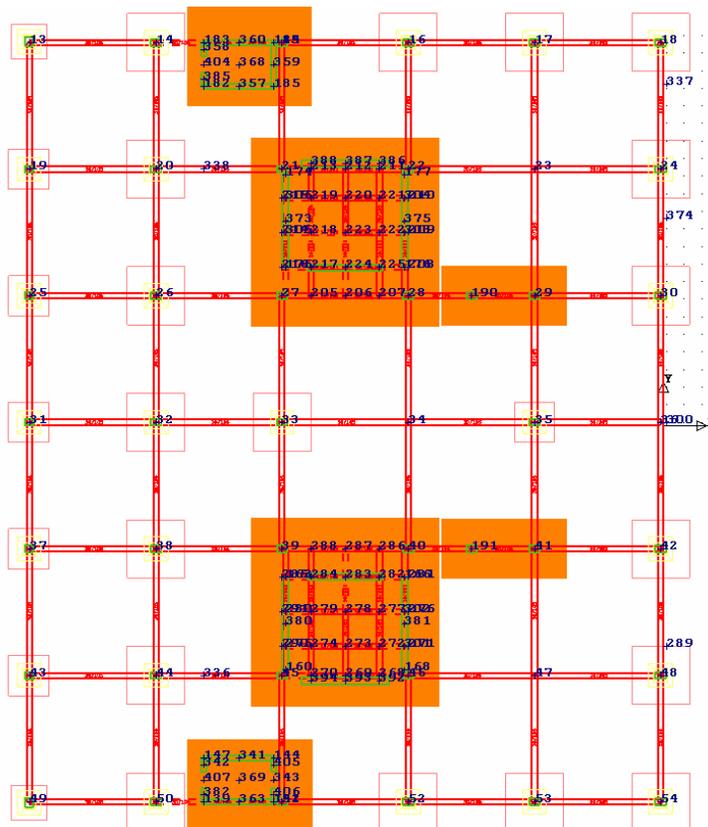
### 6.7.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione

Il seguente paragrafo riguarda la verifica per carico limite ortogonale al piano di posa dell'opera di fondazione del fabbricato. Per il fabbricato denominato "Edificio B" è stata adottata una fondazione a plinti in calcestruzzo armato avente sezione pari a 2.00x2.00x0.40 m, 2.30x2.30x0.40 m, 3.30x3.30x0.40 m con bicchiere avente dimensione interna pari a 70x70 cm spessore 30 cm altezza pari a 105 cm; i plinti risultano collegati da travi aventi sezione 30x105 cm. Inoltre nella zona dei setti sono presenti fondazioni aventi sezione 3.50x7.20x0.40, 5.70x7.20x0.40 e 10.80x10.80x0.40 m. La quota di imposta delle fondazioni si trova a 1.75 m dal piano di campagna.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come **(A1+M1+R3)**; le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 6.2.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Al fine di verificare la portanza delle fondazioni sono state determinate le massime azioni al piede dei pilastri e riportate in forma gabbellare (vedi relazione di calcolo); in particolare sono state riportate, per ciascun plinto, nella prima fila le azioni statiche e nelle righe successive le massime azione lungo x, in senso positivo +x e negativo -x, e le massime azioni lungo y, in senso positivo +y e negativo -y.

Si precisa che le azioni sismiche sono state ricavate da un'analisi dinamica con spettro elastico dato che il fattore di struttura ricavato dalle 16 analisi non lineare risulta prossimo all'unità, indicato dalla normativa vigente come limite superiore delle azioni sismiche.



Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*2.00x2.00x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.1 sul filo n.13 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.15 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 5.21 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.42 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.65 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 3.99 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*2.30x2.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.12 sul filo n.31 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.56 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 5.36 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.91 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.97 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 4.10 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*3.30x3.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.2 sul filo n.14 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.18 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 5.95 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.61 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 4.17 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 0.91 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 4.56 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifiche più gravose (*3.50x7.20x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 2.26 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 5.38 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 1.62 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.73 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 4.12 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

---

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifica più gravose (**10.8x10.8x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.**).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.91 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 10.82 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 4.72 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 6.65 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.47 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 8.30 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti e dei plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifica più gravose (**5.70x7.20x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.**).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.10 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 7.17 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 3.55 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 4.46 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 0.85 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 5.50 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

---

#### 6.7.4. Conclusioni

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "B" emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni di carico statiche mentre risulta vulnerabile per le azioni sismiche sia lungo la direzione x che y.

Questo fenomeno è ben mostrato dalle curve pushover soprariportate in cui si evidenzia una crisi prematura per taglio dei setti in c.a. relativi ai vani ospitanti i servizi igienici.

Detti setti infatti presentano notevole rigidità nelle due direzioni principali e tali da assorbire una quota significativa dei tagli di piano; questa condizione sommata ad una ridotta resistenza a taglio dei setti genera la crisi per azione tagliante degli stessi.

In questa condizione i pilastri risultano ancora in fase elastica in quanto gli spostamenti in gioco, governati dalle pareti di taglio esistenti, risultano molto bassi.

Per questo motivo è stato scelto di adottare i seguenti interventi di adeguamento:

3. aumentare la resistenza a taglio dei setti in questione sia al primo che al secondo ordine tramite la tecnica del béton-plaqué;
4. inserimento di una nuova parete di taglio al fine di ricreare una struttura scatolare estesa sui tre ordini.

Questa configurazione strutturale è stata calibrata in modo da preservare i locali ascensori da crisi premature in quanto sarebbe risultato eccessivamente oneroso e complesso un intervento su detti elementi.

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "B" nella configurazione di progetto emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni sismiche in entrambe le direzioni.

In questa configurazione strutturale si è riusciti a raggiungere le verifiche sismiche senza tuttavia stravolgere l'edificio e riducendo al minimo le interferenze con le attività scolastiche.

---

## 6.8. “Edificio C”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando la sola parte in elevazione al fine di indagare la bontà delle scelte di adeguamento strutturale. Dimostrata la verifica della parte in elevazione nella configurazione adeguata si procede alla verifica dell’opera di fondazione.

### 6.8.1. Modellazione della struttura

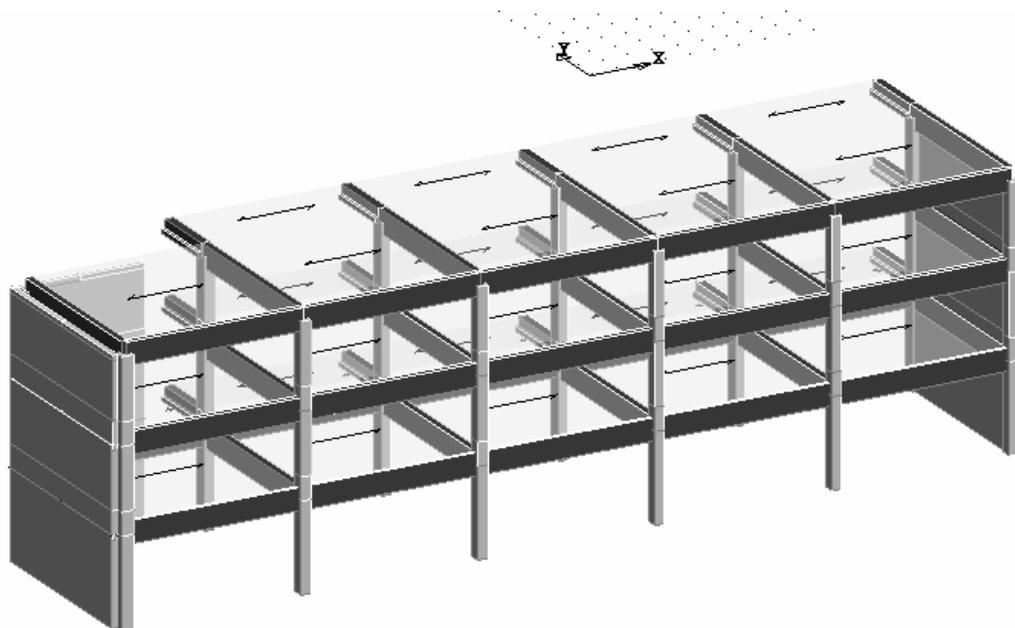
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



## 6.8.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata *l'eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare > 1):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	8.45	45.17
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	11.12	45.95
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	11.12	45.95
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.44	25.49
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	9.91	64.37
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.180	<b>1.132</b>	13.64	16.70
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.91	31.38
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.89	33.15
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	8.36	45.73
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	11.19	39.38
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.48	26.62
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.46	24.66
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	9.81	65.46
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.180	<b>1.132</b>	13.72	16.65
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.97	34.45
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	1.91	32.13

### 6.8.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione

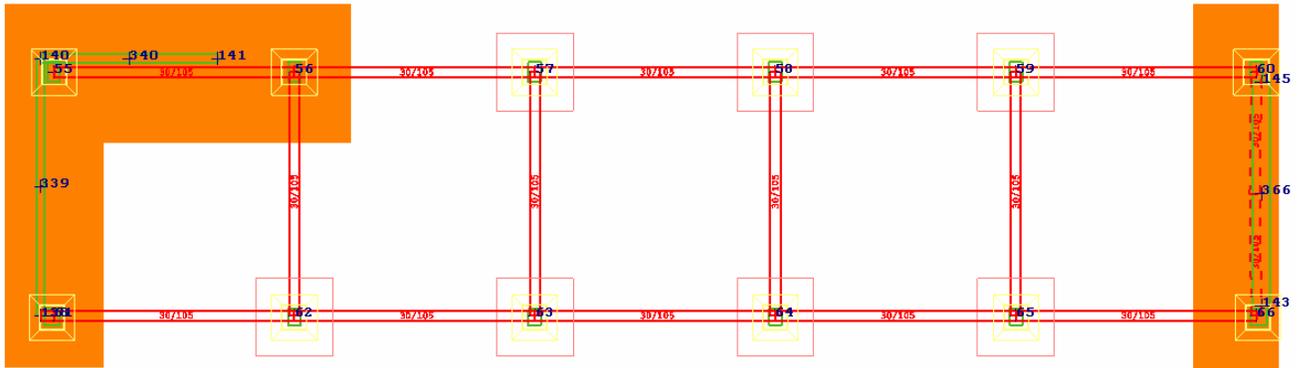
Il seguente paragrafo riguarda la verifica per carico limite ortogonale al piano di posa dell'opera di fondazione del fabbricato. Per il fabbricato denominato "Edificio C" è stata adottata una fondazione a plinti in calcestruzzo armato avente sezione pari a 2.30x2.30x0.40 m con bicchiere avente dimensione interna pari a 70x70 cm spessore 30 cm altezza pari a 105 cm; i plinti risultano collegati da travi aventi sezione 30x105 cm.

La quota di imposta delle fondazioni si trova a 1.75 m dal piano di campagna.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come **(A1+M1+R3)**; le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 6.2.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Al fine di verificare la portanza delle fondazioni sono state determinate le massime azioni al piede dei pilastri e riportate in forma gabbellare (vedi relazione di calcolo); in particolare sono state riportate, per ciascun plinto, nella prima fila le azioni statiche e nelle righe successive le massime azione lungo x, in senso positivo +x e negativo -x, e le massime azioni lungo y, in senso positivo +y e negativo -y.

Si precisa che le azioni sismiche sono state ricavate da un'analisi dinamica con spettro elastico dato che il fattore di struttura ricavato dalle 16 analisi non lineare risulta prossimo all'unità, indicato dalla normativa vigente come limite superiore delle azioni sismiche.



Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*2.30x2.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.4 sul filo n.58 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 3.88 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 5.36 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 2.75 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 2.98 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slc}} = 4.10 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti, plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifiche più gravose (*2.25x14.30x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**  $q_t = 1.94 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 4.32 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**  $q_t = 2.02 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 2.95 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**  $q_t = 1.49 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slc}} = 3.32 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

#### **6.8.4. Conclusioni**

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "C" emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni di carico statiche e per le combinazioni sismiche in direzione y mentre risulta vulnerabile per le azioni sismiche lungo x.

Questo fenomeno corrisponde a quello atteso in sede di calcolo in quanto la presenza dei due setti paralleli è sufficiente a garantire il rispetto degli spostamenti trasversali ma l'unico setto in senso longitudinale non è in grado di garantire il rispetto delle verifiche.

Vista l'impossibilità di inserire una nuova parete di taglio senza alterare la distribuzione architettonica interna o di facciata si è proceduto aumentando la resistenza dei setti d'angolo tramite la tecnica del béton-plaqué e aumentando la sezione dei setti in corrispondenza del giunto aumentando la sezione in c.a.

In questa configurazione strutturale si è riusciti a raggiungere le verifiche sismiche senza tuttavia stravolgere l'edificio e riducendo al minimo le interferenze con le attività scolastiche.

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante dell'Edificio "C" nella configurazione di progetto emerge che lo stesso risulta verificato per le combinazioni sismiche in entrambe le direzioni.

In questa configurazione strutturale si è riusciti a raggiungere le verifiche sismiche senza tuttavia stravolgere l'edificio e riducendo al minimo le interferenze con le attività scolastiche.

---

## 6.9. “Edificio Tribuna”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando congiuntamente la parte in elevazione e l’opera di fondazione.

### 6.9.1. Modellazione della struttura

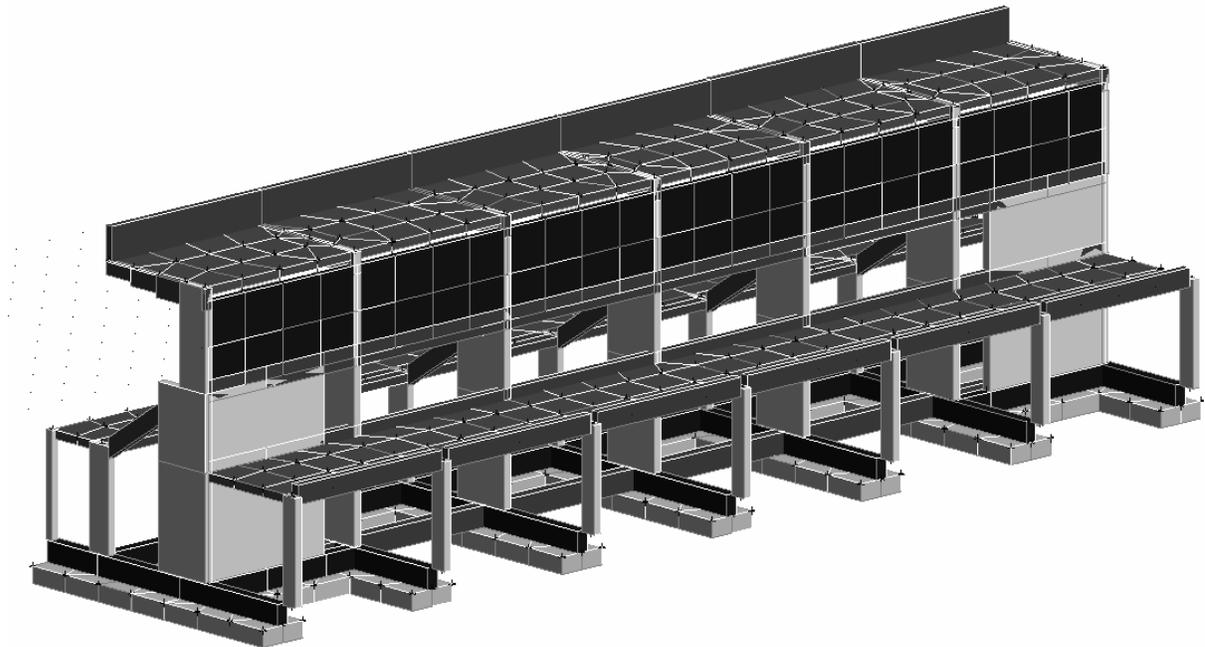
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



## 6.9.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata *l'eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare > 1):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.17	2.04
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.24	2.10
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	5.48	10.42
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.217	<b>1.365</b>	5.51	7.34
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.29	2.35
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.38	2.45
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	7.84	14.60
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.190	<b>1.195</b>	7.86	10.30
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.24	2.10
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.17	2.04
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.260	<b>1.635</b>	5.47	7.31
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	5.50	7.23
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.38	2.44
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	1.29	2.36
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	7.84	14.57
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.190	<b>1.195</b>	7.85	10.15

### 6.9.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione

Il seguente paragrafo riguarda la verifica per carico limite ortogonale al piano di posa dell'opera di fondazione del fabbricato. Per il fabbricato denominato "Tribuna" è stata adottata una fondazione a trave rovescia continua in calcestruzzo armato avente sezione pari a 120x40 cm e piano di posa a 0.90 m dal piano campagna.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come **(A1+M1+R3)**; le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 6.2.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Per la capacità portante dei plinti di fondazioni in corrispondenza dei setti, plinti doppi schematizzati a platea, si riportano le verifica più gravose (*1.20x0.40 m piano di posa a 0.90 m da p.c.*).

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**       $q_t = 1.04 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 2.25 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**       $q_t = 1.38 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,slu}} = 1.53 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**       $q_t = 0.79 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{lim,sle}} = 1.73 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

#### **6.9.4. Conclusioni**

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante della tribuna emerge che la stessa risulta verificata per le combinazioni di carico statiche e le azioni sismiche in direzione y (lato corto) mentre risulta vulnerabile per le azioni sismiche lungo la direzione x (lato maggiore).

Questo fenomeno è ben evidenziato dalle curve pushover sopra riportate in cui si evidenzia una crisi prematura per taglio dei pilastri centrali dovuto principalmente alla mancanza di rigidezza lungo detta direzione; questo minor rigidezza è altresì mostrata dal primo modo di vibrare.

Per questo motivo è stato scelto di inserire due pareti di taglio in corrispondenza della zona spogliato in sostituzione di una parete divisoria in mattoni forati avente sezione pari a 25x350 cm e altezza pari a 4.60 m e relativa fondazione 100x40 cm collegata alla struttura esistente tramite spillature in acciaio.

In questa configurazione strutturale le azioni sismiche trasversali verranno assorbite dai setti in c.a. senza tuttavia alterare la configurazione architettonica originale.

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante della tribuna nella configurazione adeguata emerge che la stessa risulta verificata per le combinazioni di carico statiche e per le azioni sismiche in direzione x e y.

L'inserimento delle pareti di taglio ha permesso di aumentare la resistenza della struttura incrementando la capacità di spostamento. Il comportamento della struttura in direzione trasversale rimane tuttavia un comportamento governato dalla resistenza a taglio degli elementi strutturali in quanto la crisi avviene per taglio del pilastro esistente ma per valori di accelerazioni superiori di quelli attesi sul sito.

La maggior rigidezza strutturale acquisita con l'inserimento delle pareti è evidenziata dalla modifica dei modi di vibrare.

---

## 6.10. “Edificio Palestra”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando sia la parte in elevazione che l’opera di fondazione nel suo complesso e sono state indagate le eventuali carenze strutturali.

### 6.10.1. Modellazione della struttura

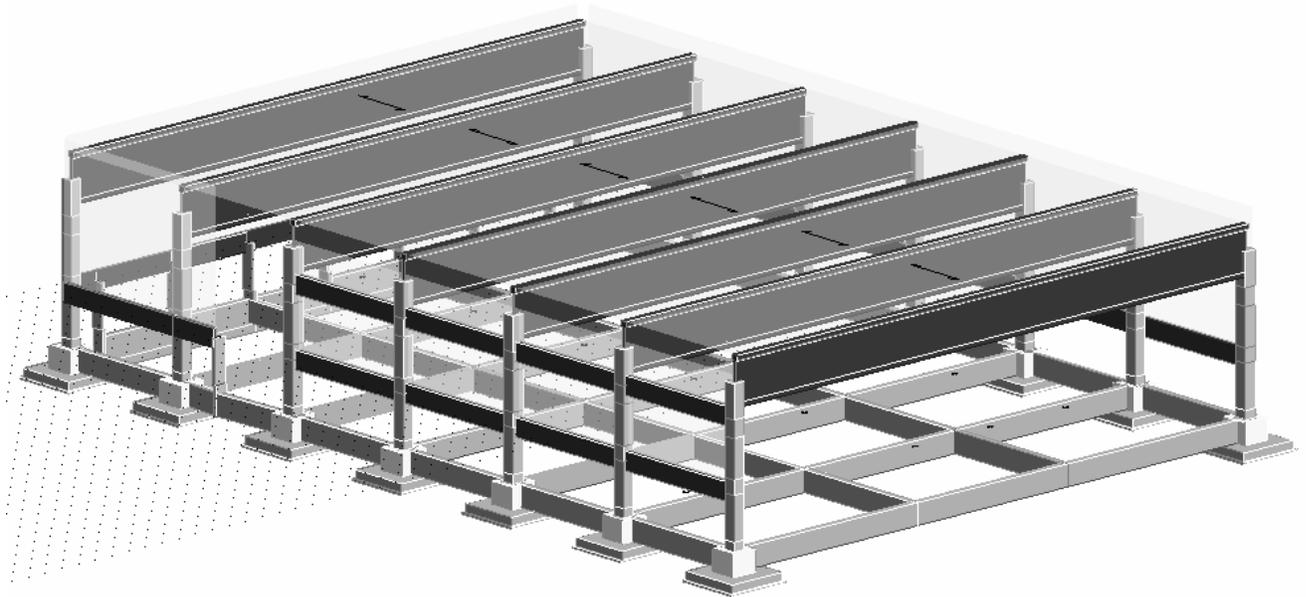
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



### 6.10.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata *l'eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare > 1):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.63	152.38
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.96	166.10
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.31	245.48
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.28	259.99
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.63	152.38
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.63	152.38
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.31	245.48
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.28	259.99
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.28	259.99
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.63	158.14
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.28	253.99
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.31	253.05
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.96	159.33
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	56.63	158.14
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.28	253.59
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.236	<b>1.484</b>	55.31	253.05

### 6.10.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione

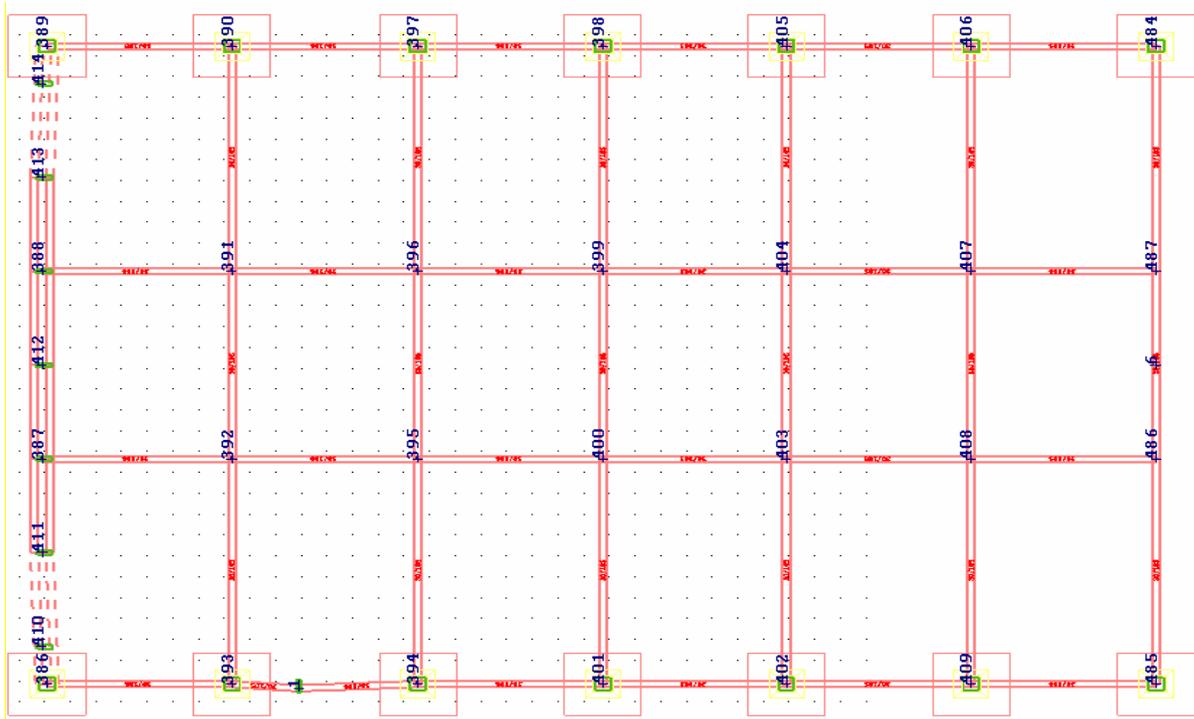
Il seguente paragrafo riguarda la verifica per carico limite ortogonale al piano di posa dell'opera di fondazione del fabbricato. Per il fabbricato denominato "Palestra" è stata adottata una fondazione a plinti in calcestruzzo armato avente sezione pari a 3.00x3.00x0.40 m con bicchiere avente dimensione interna pari a 70x70 cm spessore 30 cm altezza pari a 105 cm; i plinti risultano collegati da travi aventi sezione 30x105 cm.

La quota di imposta delle fondazioni si trova a 1.75 m dal piano di campagna.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (**A1+M1+R3**); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 6.2.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Al fine di verificare la portanza delle fondazioni sono state determinate le massime azioni al piede dei pilastri e riportate in forma gabbellare (vedi relazione di calcolo); in particolare sono state riportate, per ciascun plinto, nella prima fila le azioni statiche e nelle righe successive le massime azione lungo x, in senso positivo +x e negativo -x, e le massime azioni lungo y, in senso positivo +y e negativo -y.

Si precisa che le azioni sismiche sono state ricavate da un'analisi dinamica con spettro elastico dato che il fattore di struttura ricavato dalle 16 analisi non lineare risulta prossimo all'unità, indicato dalla normativa vigente come limite superiore delle azioni sismiche.



Per la capacità portante dei plinti di fondazioni (*3.00x3.00x0.4 m piano di posa a 1.75 m da p.c.*) si riportano le verifiche del plinto n.3 sul filo n.390 il quale risulta maggiormente sollecitato.

Si procede alle seguenti tre verifiche:

- **Verifica s.l.u. in condizioni statiche**       $q_t = 1.30 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,slu} = 5.76 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.u. in condizioni sismiche**       $q_t = 0.98 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,slu} = 4.05 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$
- **Verifica s.l.e. in condizioni statiche**       $q_t = 1.00 \text{ kg/cm}^2 < q_{lim,sle} = 4.42 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow \text{verificato}$

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione di calcolo.

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

#### **6.10.4. Conclusioni**

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante della palestra emerge che la stessa risulta verificata sia per le combinazioni di carico statiche che per le azioni sismiche in direzione x e y (lato corto).

Questo fenomeno è ben evidenziato dalle curve pushover sopra riportate in cui si evidenzia l'instaurarsi di meccanismi di danno dei pilastri per effetto flessionale in modo omogeneo tra i pilastri presenti fino al raggiungimento della condizione di collasso la quale avviene per valori di accelerazione superiore a quella attesa.

Per questo motivo è stato scelto di non eseguire alcun tipo di intervento sulla struttura in oggetto.

## 6.11. “Edificio Piscina”

Il calcolo di verifica è stato condotto considerando sia la parte in elevazione che l’opera di fondazione nel suo complesso e sono state indagate le eventuali carenze strutturali.

### 6.11.1. Modellazione della struttura

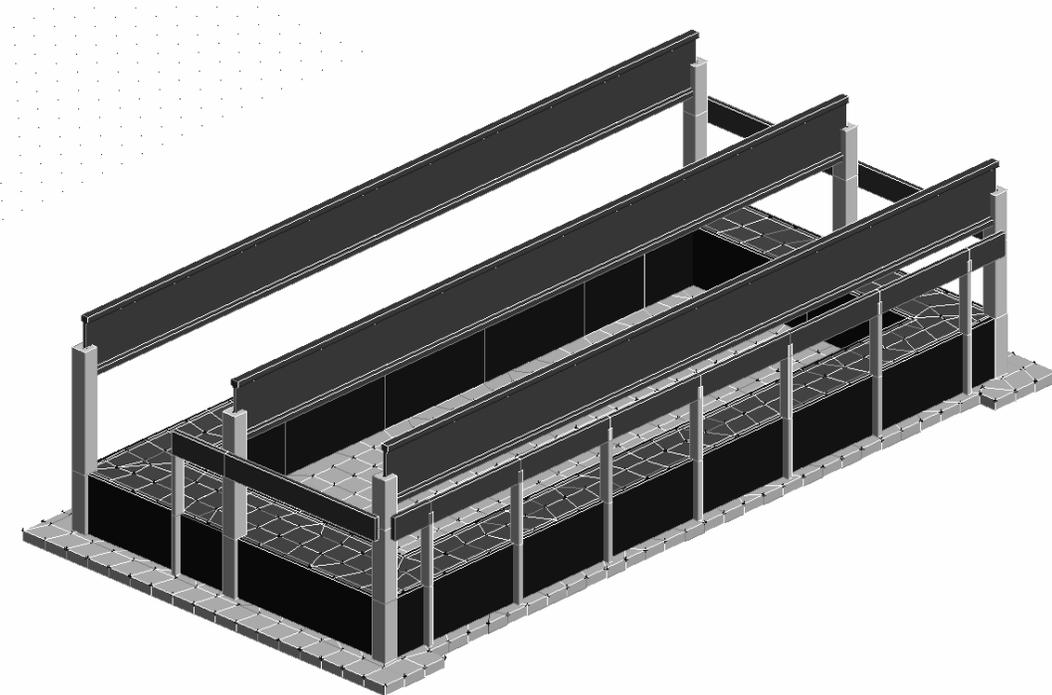
Si applicano i criteri e le indicazioni delle N.T.C. '08; il modello di tipo spaziale è stato realizzato attraverso l’ausilio di un programma di calcolo ed è definito dalla linea d’asse degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Perciò ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo due direzioni orizzontali X e Y del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per il baricentro.

Il calcolo è stato condotto considerando la struttura *non regolare in pianta e non regolare in altezza*.

Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva.

Si riporta di seguito il modello tridimensionale nelle tre viste principali:



### 6.11.2. Sintesi dei risultati delle opere in elevazione (analisi statica non lineare)

L'analisi statica non lineare pushover consiste nell'applicare in modo incrementale al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali con il compito di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare i carichi orizzontali vengono tutti scalati mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (corrispondente al baricentro dell'ultimo impalcato). A tale scopo sono state considerate due distribuzioni differenti di forze nelle due direzioni principali dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del modo di vibrare fondamentale. Al fine di cogliere meglio il comportamento strutturale è stata adottata una distribuzione del sistema di forza che tiene in conto dei modi superiori cioè in grado di considerare anche il contributo dei modi successivi a quello prevalente. È stata inoltre considerata l'*eccentricità di piano pari al 5%* come richiesto dalla normativa vigente che determina un numero totale di *analisi pari a 16*.

Il comportamento post-elastico (non lineare) è valutato mediante l'ausilio di un modello a *plasticità concentrata* in cui si considera la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi.

La *verifica degli elementi/meccanismi duttili* viene effettuata confrontando le richieste rotazionali  $\theta$  (rotazione rispetto alla corda) delle sezioni di estremità degli elementi travi e pilastri corrispondenti alla richiesta di spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite di riferimento e le corrispondenti capacità deformative  $\theta_{sd}$  degli elementi. In fase di verifica in termini di deformazioni degli elementi strutturali, i valori delle caratteristiche dei materiali vengono valutati dividendo il valore medio dei provini per il fattore di confidenza (F.C. = 1.2).

La *verifica degli elementi/meccanismi fragili* viene effettuata in corrispondenza della configurazione deformata della struttura corrispondente al valore dello spostamento richiesto per lo stato limite di riferimento.

Le verifiche vengono condotte dal confronto tra il taglio agente e il taglio resistente delle sezioni travi e pilastri; in particolare la resistenza del calcestruzzo è dell'acciaio di ottiene dividendo i valori medi dei provini per il relativo fattore di confidenza (F.C. = 1.2) e il coefficiente di sicurezza del materiale ( $\gamma_c = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ).

Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi condotte ed il relativo indice di sicurezza in termini di rapporto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento (il quale deve risultare  $> 1$ ):

- Pga SLV del sistema: valore della pga limite corrispondente alla prestazione del sistema;
- Pga 10%: valore della pga al bedrock del sisma atteso nel sito.

Tipo Analisi	Pga SLV del sistema	Pga SLV 10%	PgaSLV/Pga10%	domanda di spostamento	capacità di spostamento
	(ag/g)	(ag/g)		(mm)	(mm)
Pushover n°1 – F(+x) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.82	72.93
Pushover n°2 – F(-x) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.80	69.55
Pushover n°3 – F(+y) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.83	94.76
Pushover n°4 – F(-y) prop. modo ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.78	135.65
Pushover n°5 – F(+x) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.82	70.93
Pushover n°6 – F(-x) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.80	69.55
Pushover n°7 – F(+y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.83	94.76
Pushover n°8 – F(-y) prop. massa ecc.+	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.78	135.65
Pushover n°9 – F(+x) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.77	67.09
Pushover n°10 – F(-x) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.82	71.14
Pushover n°11 – F(+y) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.78	133.59
Pushover n°12 – F(-y) prop. modo ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.83	91.73
Pushover n°13 – F(+x) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.77	67.09
Pushover n°14 – F(-x) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.62	71.14
Pushover n°15 – F(+y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.78	133.59
Pushover n°16 – F(-y) prop. massa ecc.-	0.159	0.230	<b>1.447</b>	29.83	91.73

### **6.11.3. Sintesi dei risultati delle opere di fondazione**

Data la tipologia fondazionale della piscina, costituita da una platea in c.a. di notevoli dimensioni planimetriche e da un cassone perimetrale anch'esso in c.a. ad essa collegata all'interno del quale trovano collocazione i bicchieri dei pilastri, si ritiene di omettere la verifica della fondazione in quanto ampiamente verificata sia in termini di resistenza delle membrature che di portanza del terreno.

E' stata valutato il fenomeno dello scorrimento della fondazione parallelamente al piano di posa della stessa e si omette di riportare la verifica a slittamento in quanto le azioni orizzontali prodotte dal sisma, in grado di generare lo slittamento, risultano ampiamente inferiori alle resistenze che si oppongono all'innescarsi del fenomeno stesso.

### **6.11.4. Conclusioni**

Dall'analisi statico-sismica della struttura portante della piscina emerge che la stessa risulta verificata sia per le combinazioni di carico statiche che per le azioni sismiche in direzione x e y (lato corto).

Questo fenomeno è ben evidenziato dalle curve pushover sopra riportate in cui si evidenzia l'instaurarsi di meccanismi di danno nei pilastri per effetto flessionale in modo omogeneo tra i pilastri presenti fino al raggiungimento della condizione di collasso la quale avviene per valori di accelerazione superiore a quella attesa.

Per questo motivo è stato scelto di non eseguire alcun tipo di intervento sulla struttura in oggetto.

## ***6.12. Controlli deformativi degli effetti del sisma allo SLU (verifica dei giunti sismici)***

Dagli elaborati grafici di progetto e dai rilievi eseguiti in sito è emerso che i giunti tecnici tra i diversi corpi di fabbrica studiati risultano pari a 10 cm di larghezza.

Dalle analisi condotte sui fabbricati in oggetto emerge che le deformazioni orizzontali risultano governate dalla presenza dei setti in calcestruzzo armato i quali presentando elevata rigidità determinano modeste deformazioni laterali.

La somma delle deformazioni orizzontali assolute valutate con segno discorde e concorde relativamente alle due direzioni principali e all'effetto dell'eccentricità accidentale risultano ampiamente compatibili con il giunto tecnico esistente pari a 10 cm.

Si precisa che durante l'esecuzione dei lavori è previsto l'esecuzione di indagini sui giunti tecnici, lungo tutto il loro sviluppo e a tutti i piani, al fine di controllare la reale larghezza ed eventualmente ripristinarla rimuovendo eventuali ostruzioni.

---

### 6.13. Verifiche locali dei nuovi setti in c.a. Edificio A – Edificio B

Al fine di procedere alle verifiche locali dei nuovi setti in calcestruzzo armato da realizzarsi in corrispondenza dei locali igienici sia dell'*edificio A* che dell'*edificio B* sono state eseguite le verifiche a scorrimento nella sezione di base e verifiche a scorrimento nei punti di unione con i solai di piano.

#### 6.13.1. Verifica a scorrimento sezione di base

È stata condotta la verifica sul possibile piano di scorrimento all'interno della zona critica del setto in c.a. maggiormente sollecitato come di seguito riportato.

Sui possibili piani di scorrimento deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

dove  $V_{Rd,S}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento dato dalla somma di tre contributi:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / Z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases}$$

dove:

- $\eta = \alpha_j(1-f_{ck}/250)$  con  $f_{ck}$  espresso in MPa (in cui  $\alpha_j=0,60$ );
- $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60);
- $\sum A_{sj}$  è la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;
- $\xi$  è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;
- $A_{si}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\phi_i$ .

Dall'analisi emerge che il setto maggiormente sollecitato presenta i seguenti carichi:

$$M_{ed} = -264340 \text{ kgm}$$

$$V_{ed} = -602820 \text{ kg}$$

$$N_{ed} = 42690 \text{ kN}$$

Dall'elaborazione risulta:

$$\sum A_{sj} = 589,36 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 117,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd}=3913.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_f=0.6$$

$$\xi=0.17354$$

$$z=5.256$$

$$\eta=0.55116$$

dalla quale emerge:

$$V_{dd} = 519694 \text{ kg}$$

$$V_{id} = 0 \text{ kg}$$

$$V_{fd} = 118221 \text{ kg}$$

La verifica risulta:  $V_{Ed} = 602820 \text{ kg} \leq V_{Rd,S} = 637915 \text{ kg} \rightarrow$  verificato

### 6.13.2. Verifica a scorrimento sezione primo solaio

È stata condotta la verifica sul possibile piano di scorrimento all'interno della zona critica del setto in c.a. maggiormente sollecitato come di seguito riportato.

Sui possibili piani di scorrimento deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

dove  $V_{Rd,S}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento dato dal contributo dell'effetto "spinotto" delle armature:

$$V_{Rd,S} = V_{dd}$$

nella quale  $V_{dd}$ , è il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature orizzontali dato dall'espressioni seguente:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases}$$

dove:

-  $\sum A_{sj}$  è la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

Dall'analisi emerge che il taglio massimo trasferito al setto risulta:

$$V_{ed} = - 602820 \text{ kg}$$

Dall'elaborazione risulta:

$$\sum A_{sj} = 410.04 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 141.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 9391.30 \text{ kg/cm}^2$$

dalla quale emerge:

$$V_{dd} = 613615 \text{ kg}$$

La verifica risulta:  $V_{Ed} = 602820 \text{ kg} \leq V_{Rd,S} = 613615 \text{ kg} \rightarrow$  verificato

### 6.13.3. Verifica a scorrimento sezione secondo e terzo solaio

È stata condotta la verifica sul possibile piano di scorrimento all'interno della zona critica del setto in c.a. maggiormente sollecitato come di seguito riportato.

Sui possibili piani di scorrimento deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

dove  $V_{Rd,S}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento dato dal contributo dell'effetto "spinotto" delle armature:

$$V_{Rd,S} = V_{dd}$$

nella quale  $V_{dd}$ , è il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature orizzontali dato dall'espressioni seguente:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases}$$

dove:

-  $\sum A_{sj}$  è la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

Dall'analisi emerge che il taglio massimo trasferito al setto risulta:

$$V_{ed} = - 449920 \text{ kg}$$

Dall'elaborazione risulta:

$$\sum A_{sj} = 313,56 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 141,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 9391,30 \text{ kg/cm}^2$$

dalla quale emerge:

$$V_{dd} = 449920 \text{ kg}$$

La verifica risulta:  $V_{Ed} = 449920 \text{ kg} \leq V_{Rd,S} = 469235 \text{ kg} \rightarrow$  verificato

Data emissione

**07 Giugno 2011**

I Progettisti Responsabili delle Prestazioni Specialistiche



**Capogruppo Ing. Aldo Pini**  
**Ing. Francesco Cananzi**  
**Ing. Luca Piermatteo**  
**Ing. Marco Traversone**  
**Geologo Matteo Angiolini**