Comune di Pogliano Milanese (MI)

Lavori di ristrutturazione ed ampliamento della palestra scolastica

Scuola primaria don Lorenzo Milani - via Dante

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE LOTTO II

RELAZIONE DI CALCOLO

Dott. Ing. Arch. Marco Brajcovic - Via Resegone n° 70 - 20025 Legnano (MI)

INDICE

1. INTRODUZIONE 3
1.1. OGGETTO E SCOPI 3
1.2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE E CRITERI DI INTERVENTO PER I LOTTI I E II 4
1.3. OPERE STRUTTURALI PREVISTE A PROGETTO PER IL LOTTO II 4
1.4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 5
2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITA' DI VERIFICA 9
2.1. MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO 9
2.2. TERRENO DI FONDAZIONE 9
2.3. ANALISI DEI CARICHI 11
2.4. AZIONE SISMICA 14
2.4.1 Classificazione della struttura e periodo di riferimento 14
2.4.2 Classificazione sismica del sito 15
2.4.3 Modalità di applicazione dell'azione sismica 15
2.5. COMBINAZIONI DI CARICO E MASSA PARTECIPANTE 16
2.5.1 Combinazioni di carico in assenza di sisma 16
2.5.2 Combinazioni di carico in situazione sismica 16
2.5.3 Masse per azioni sismiche 16
2.6. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI E VALIDAZIONE DEI MODELLI 18
3. VERIFICHE CONDOTTE 19
3.1. SOLAIO DI COPERTURA 19
3.1.1 Verifica a flessione 20
3.1.2 Verifica a taglio 21
3.2. TRAVI DI COPERTURA T9 - SEZIONE 25X50 22
3.2.1 Verifica a flessione 22
3.2.2 Verifica a taglio 23
3.3. PILASTRI P2 24
3.3.1 Calcolo delle azioni sollecitanti 24
3.3.2 Verifica a pressoflessione 26
3.3.3 Verifica a taglio 28
3.4. FONDAZIONI 29
3.4.1 Verifiche della portata del terreno e a scorrimento 29
3.4.2 Verifica della fondazione a flessione 36
4. CONCLUSIONI 37

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopi

Nella presente relazione sono illustrati i criteri di calcolo e le principali verifiche per il dimensionamento delle strutture realizzate per l'ampliamento del fabbricato esistente della palestra della Scuola Primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese, in riferimento al **lotto II**. Per le verifiche si adotta il metodo agli Stati Limite.

L'intervento sull'intero edificio è suddiviso in diverse fasi, dal punto di vista strutturale quelle attualmente di interesse, che attengono al vero e proprio ampliamento della palestra sono:

Lotto I: allungamento sul lato Sud, verso Via N. Sauro, dell'ambiente adibito a palestra, con la realizzazione di altre due campate con struttura analoga a quella esistente;

Lotto II: ampliamento sul lato Ovest, verso il corpo principale della scuola, dell'ambiente adibito a palestra, con la realizzazione di una pensilina in c.a. destinata ad accogliere una piccola tribuna.

A questi si aggiunge il **lotto III** nel quale è prevista la realizzazione di un soppalco nella zona adiacente all'ingresso verso il corpo principale della scuola. Il **lotto IV** non presenta opere con valenza strutturale.

Figura 1 - Localizzazione dell'edificio oggetto di intervento [http://www.bing.com/maps].

1.2. Descrizione dell'edificio esistente e criteri di intervento per i lotti I e II

Il fabbricato esistente della palestra della Scuola Primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese, edificato a metà degli anni '60, presenta un solo piano (a livello del cortile), fatta eccezione per la porzione verso Nord caratterizzata da alcuni locali interrati.

La struttura, interamente realizzata in c.a., è costituita da una copertura piana realizzata mediante un solaio a travetti in latero-cemento poggiante su un graticcio di travi ribassate, a sua volta impostato su pilastri rettangolari. La copertura è suddivisa in due aree collocate a quote differenti, ma realizzate con le medesime modalità: la porzione verso Sud, più vicina a Via N. Sauro, è posta ad una quota più alta e corrisponde all'ambiente vero e proprio della palestra, la porzione verso Nord, posta ad una quota più bassa, ospita gli spogliatoi e i locali di servizio. I solai di copertura sono orlati da una trave di gronda ribassata (veletta) che interessa l'intero perimetro della copertura.

Gli interventi di ampliamento della palestra ricadenti nei lotti I e II, implicano la rimozione di alcuni tamponamenti esterni oggi presenti lungo i fronti Sud e Ovest, ma non coinvolgono in alcun modo la struttura esistente che rimane invariata. Gli interventi dei lotti I e II sono progettati in modo che, fatta eccezione per la fondazione, i manufatti risultino strutturalmente disgiunti dall'esistente, sebbene dal punto di vista architettonico concorrano all'ampliamento dello stesso ambiente.

L'ampliamento sul lato Sud (lotto I), verso Via N. Sauro, è ottenuto accostando la porzione di nuova formazione all'esistente predisponendo un'adeguata discontinuità strutturale a livello della soletta di copertura, con una coerente disposizione della relativa finitura edilizia.

Per quanto riguarda la pensilina sul lato Ovest (lotto II), verso il corpo principale della scuola, la scelta di mantenere tale struttura staccata dal corpo esistente della palestra è suggerita anche dal fatto che essa è caratterizzata da una quota della copertura decisamente più bassa rispetto all'edificio adiacente, dunque un eventuale collegamento potrebbe dimostrarsi inefficace e finanche peggiorativo della situazione esistente, introducendo un'asimmetria nella struttura.

1.3. Opere strutturali previste a progetto per il lotto II

L'ampliamento della palestra afferente al lotto II è costituito da una pensilina in c.a. posta in adiacenza all'ambiente principale della palestra e costituisce la copertura di una piccola tribuna. La struttura in esame presenta una quota di copertura inferiore rispetto a quella del tetto piano della palestra e risulta strutturalmente indipendente da questa.

La pensilina, che si sviluppa parallelamente all'asse principale della struttura esistente, si estende per una lunghezza di circa 26 m per la porzione fuori terra ed è caratterizzata da una parete in c.a. sormontata da pilastri rettangolari di sezione 30x50 cm (elementi P2). Alle estremità sono presenti delle pareti in c.a. di chiusura, poste ortogonalmente alla dimensione principale della pensilina.

I pilastri sono collegati in direzione longitudinale da una trave rettangolare di sezione 30x70 cm (elemento T8) che interessa tutto lo sviluppo longitudinale del manufatto. Il solaio piano di copertura realizzato in latero-cemento (h 20+5 cm), con larghezza complessiva di 311 cm, appoggia su travi in spessore (T9) con sezione 50x25 poste in corrispondenza di ciascun pilastro e, alle estremità, sulle pareti di chiusura. Il solaio è caratterizzato da velette in c.a. dello spessore di

15 cm che riprendono lo stesso motivo architettonico della copertura del corpo principale. In particolare la veletta posta verso la palestra riprende il medesimo allineamento verticale di quella che orla la copertura della palestra stessa ma risulta scollegata da quest'ultima tramite un giunto strutturale.

Gli elementi in elevazione sono impostati su una fondazione continua in c.a. di larghezza pari a 180 cm e spessore di 50 cm. L'altezza netta tra l'estradosso della fondazione e l'intradosso del solaio di copertura risulta pari a 496 cm.

1.4. Normative di riferimento

Le verifiche sono svolte in accordo alle seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale, precompresso ed a struttura metallica.
- Legge 02/02/1974, n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).
- Circolare 02/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. La norma è integrata con la relativa Appendice nazionale, approvata con D.M. 31/07/2012, n. 21.
- Delibera Giunta Regionale 11/07/2014 n. X/2129 – Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

(a) FONDAZIONI *(b) COPERTURA*

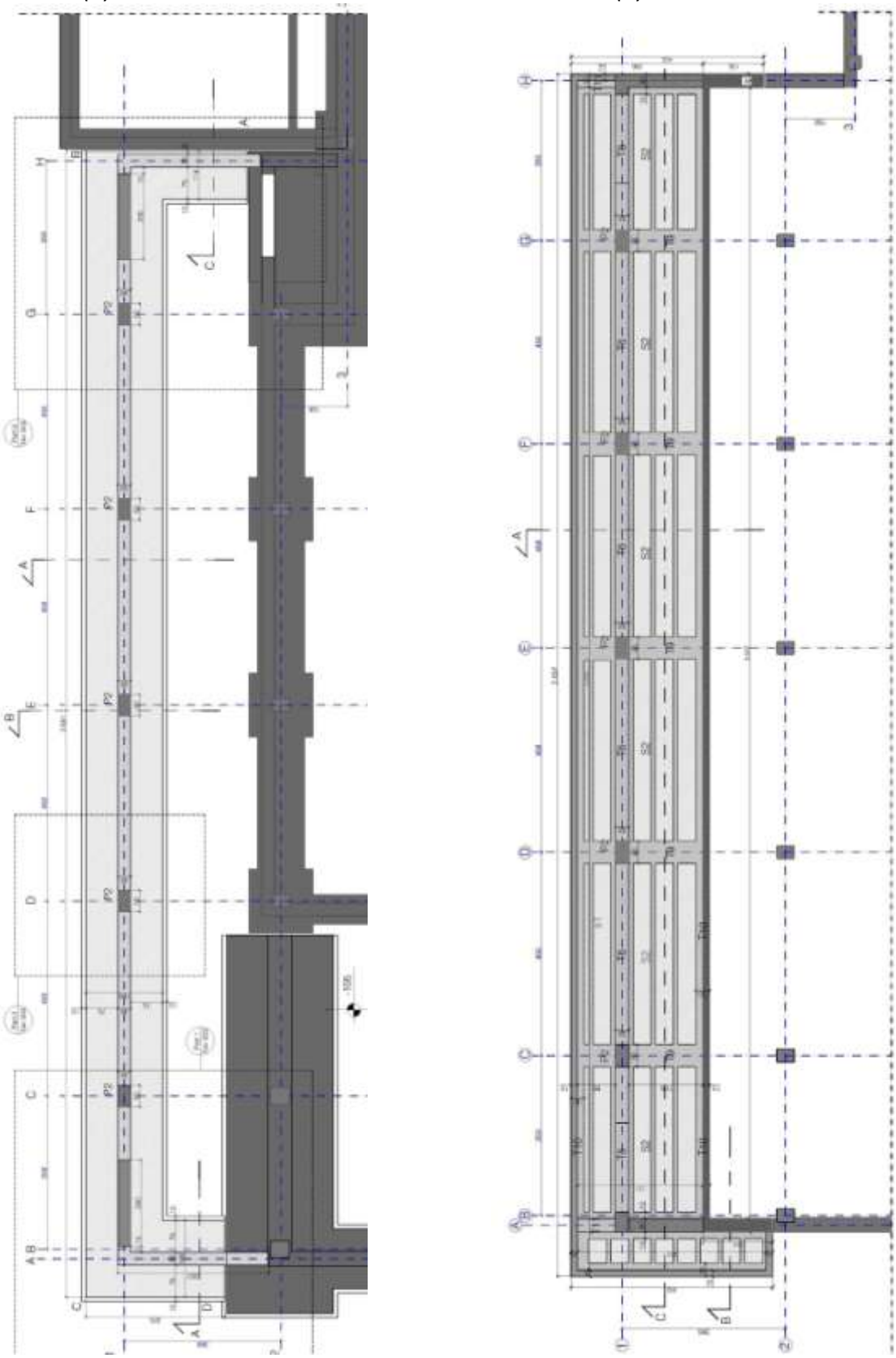


Figura 2 - Pianta delle fondazioni (a) e vista speculare della copertura (b).

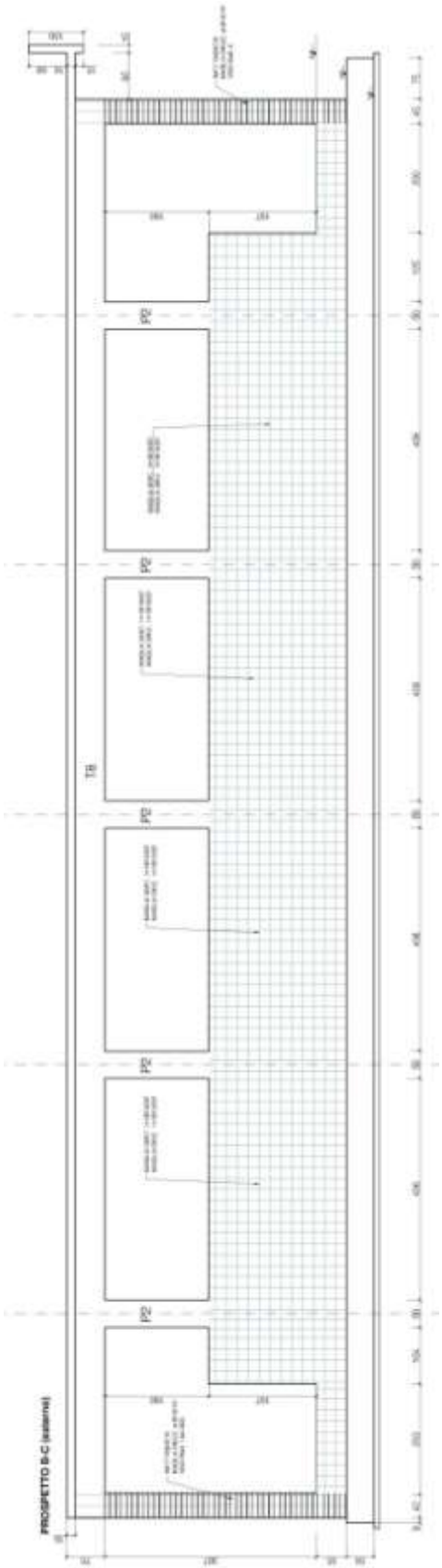


Figura 3 - Prospetto fronte Ovest.

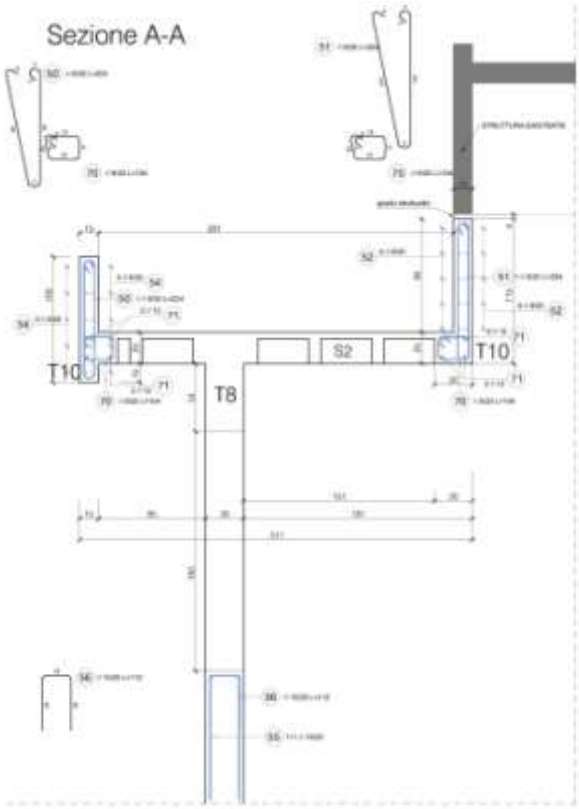


Figura 4 - Sezione trasversale A-A.

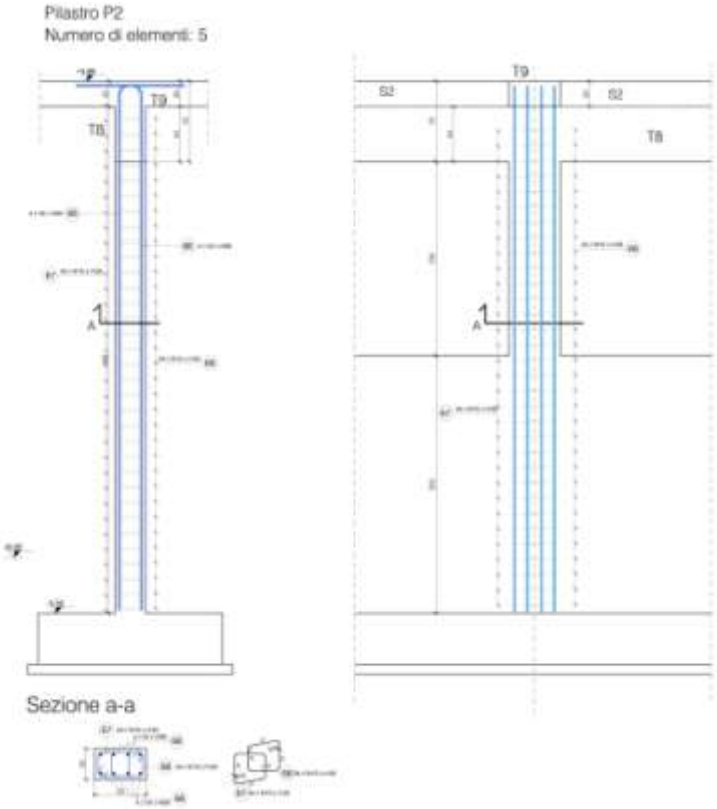


Figura 5 - Viste dei pilastri P2.

2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITA' DI VERIFICA

2.1. Materiali e resistenze di calcolo

Per la realizzazione degli elementi strutturali, si utilizzano i seguenti materiali:

- **Calcestruzzo per fondazioni e elementi della copertura, C25/30**

  Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 25\,\text{MPa}$

  Resistenza di progetto $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.5} = 14.2\,\text{MPa}$

- **Acciaio armature, B450C**

  Resistenza caratteristica a trazione $f_{yk} = 450\,\text{MPa}$

  Resistenza di progetto $f_{cd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3\,\text{MPa}$

2.2. Terreno di fondazione

I valori dei parametri geotecnici assunti per il dimensionamento delle strutture di fondazione sono dedotti della *"Relazione tecnica generale e relazione di calcolo fossa ascensore scuola elementare"*, di cui si riporta un estratto (Tabella 1). I documenti sono allegati alla Delibera 6c n° 70 del 16/06/2008.

TERRENI

Terreni

N	Descrizione	Tipo	Peso Unità Volume	Angolo di Attrito	Coesione	Ed	Costante di sottofondo X	Costante di sottofondo Y	Costante di sottofondo Z	σ t	σ t SLU
			(kN/m³)	(°sex)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/cm³)	(N/cm³)	(N/cm³)	(N/mm²)	(N/mm²)
001	Sabbia argillosa mediamente consolidata	-	18.000	32	0,00	25	60	60	200	0,25	0,38

LEGENDA Terreni

N Numero identificativo del terreno.

Tipo Nel caso di effettuazione dei calcoli secondo l'Ordinanza 3274/03 e s.m.i., è la categoria di appartenenza del suolo di fondazione secondo la classificazione proposta nell'Allegato 1 dell'Ordinanza stessa: [A] = Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi - [B] = Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti - [C] = Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza - [D] = Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti - [E] = Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali - [S1] = Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza - [S2] = Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Ed Modulo edometrico.

Costante di sottofondo Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.

σ t Tensione di compressione ammissibile per il terreno.

σ t SLU Tensione di compressione consentita per il terreno allo Stato Limite Ultimo.

Tabella 1 - Caratteristiche del terreno, estratto dalla relazione di calcolo della fossa ascensore.

In particolare nella tabella precedente è indicato per **l'angolo di attrito interno** il valore ϕ **= 32°** e per la **densità del terreno** il valore di γ **= 18 kN/m³**.

2.2a NTC 4.1.13-EC2 EN par. 4.4.1 Resistenza al fuoco

Il copriferro minimo di tutte le armature d'acciaio deve essere assicurato per garantire:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza

- la protezione dell'acciaio contro la corrosione(durabilità)

- un'adeguata resistenza al fuoco delle strutture

- cmin= max{cmin.b;(cmin,dur – Dcdur,add);10mm}

- cnom= max{(cmin + Dc);20mm}

Dato che i valori Dcdur,add=0, per F≤ 32 cmin.b=diametro barra, cmin,dur dalla tabella in base alla classe di aggressione dell'ambiente(Prospetto 4.4 da EN 1992-1-1:Valori del copriferro minimo, cmin,dur,requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080)

I requisiti di copriferro per la durabilità non risultano mai critici per travi,pilastri,nuclei interni protetti dall'ambiente esterno da 10mm di intonaco, e per le armature superiori solette piene e travi, protette dal sottofondo e dal pavimento. Lo spessore del copriferro minimo in questi casi è dettato dal rispetto delle condizioni di aderenza.

Quindi per aderenza si avrebbe un copriferro di 15 mm, per durabilità da tabella di 25 mm, si tiene per tutte le strutture un copriferro minimo di 30 mm.

In relazione al D.M. 16/02/2007(Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione) la tabella D.6.3 per pareti portanti in c.a. richiede per una resistenza R60 ,esposizione su due lati, uno spessore di 140 mm e una distanza dall'asse delle armature alla superficie esposta di 10 mm, in progetto si ha uno spessore di 30 mm/40 mm e distanza dall'asse delle armature alla superficie esposta maggiore di 35mm/45 mm(R90).

2.3. Analisi dei carichi

Si riportano i valori caratteristici dei carichi per unità di superficie applicati alla struttura della copertura, distinguendo tra carichi permanenti (G), suddivisi in permanenti strutturali (G_1) e permanenti portati (G_2), e variabili (Q).

- **Permanenti strutturali (G_1)**

  Solaio in latero-cemento (h 20 + 5 cm): G_1 = 3.20 kN/m^2

- **Permanenti portati (G_2)**

  I permanenti portati si riferiscono al massetto per le pendenze e all'impermeabilizzazione.

  Permanenti portati: G2 = 1.50 kN/m^2

- **Variabili - carico della neve (Q_S)**

  Il carico della neve è pari a 1.20 kN/m^2, come illustrato dalla tabella seguente:

Località	**POGLIANO MILANESE**		
			(par. 3.4 DM 14/01/2008)
quota sito	164	m s.l.m.	quota del sito considerato sul livello del mare
zona	I - Mediterr		*(par. 3.4.2 DM 14/01/2008)*
	⇓⇓⇓		
q_{sk}	1.50	kN/m^2	valore caratteristico del carico della neve al suolo (per T_R = 50 anni)
T_R	50	anni	Periodo di ritorno, per costruzione ordinaria T_R = 50 anni
	⇓⇓⇓		
b_R	1.000	---	parametro amplificativo / riduttivo della pressione in funzione di T_R
q_{sk} (T_R)	1.50	kN/m^2	relazione D.1 dell'Appendice D di UNI EN 1991-1-3:2004 pressione di riferimento $q_{sk} = q_{sk}(T_R) = q_{sk} * b_R$
μ_i	0.80	---	coefficiente di forma *(punto 3.4.5 DM 14/01/2008)*
C_E	1.0	---	coefficiente di esposizione *(punto 3.4.3 DM 14/01/2008)*
C_t	1.0	---	coefficiente termico *(punto 3.4.4 DM 14/01/2008)*
	⇓⇓⇓		
q_s	**1.20**	**kN/m^2**	**carico della neve**

Tabella 2 - Calcolo del carico associato alla neve.

Poiché la copertura piana della tribuna è adiacente alla copertura piana della palestra, si valuta l'incremento di carico associato alla neve ipotizzando la formazione di un possibile accumulo, in accordo al par. 3.4.5.6 delle Istruzioni al D.M. 14/01/2008.

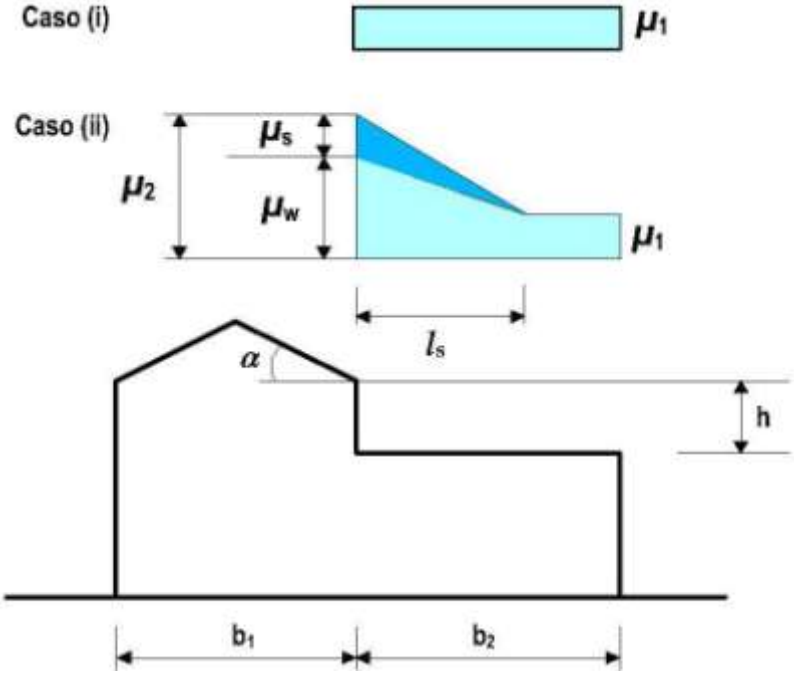


Figura 6 - Coefficiente di forma, Figura C3.4.4 delle Istruzioni al D.M. 14/01/2008.

In riferimento a Figura 6, il coefficiente di forma massimo μ_2 nella zona della copertura in adiacenza alla palestra, è determinato dalla seguente relazione:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

dove:

μ_S coefficiente di forma per lo scivolamento della neve, nel caso in esame $\mu_S = 0$ poiché $\alpha = 0$

μ_W coefficiente di forma per la redistribizione operata dal vento

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$$

con $b_1 = 18.80$ m; $b_2 = 3.10$ m; $h = 2.00$ m; $\gamma = 2$ kN/m^3 (da norma); $q_{sk} = 1.50$ kN/m^2

pertanto si ottiene:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} = \frac{18.80\,m + 3.10\,m}{2 \cdot 2.00\,m} = 5.47 \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}} = \frac{2\,kN/m^3 \cdot 2.00\,m}{1.50\,kN/m^2} = 2.67 \Rightarrow \mu_w = 2.67$$

Il carico massimo associato all'accumulo della neve, considerato nelle verifiche statiche, assume il seguente valore:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 2.67 = 2.67 \Rightarrow q_s = q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \cdot \mu_2 = 1.50\,kN/m^2 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.67 = 4.00\,kN/m^2$$

- **Variabili - pressione del vento (Q_W)**

La pressione del vento per il sito in esame può essere cautelativamente posta pari a 0.60 kN/m^2, come illustrato dal prospetto seguente. E' stato assunto un coefficiente aerodinamico (c_p) pari a 0.80, indicato dal punto C3.3.10.1 delle Istruzioni al D.M. 14/01/2008 per gli elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60°$; la quota di calcolo corrisponde alla sommità dell'edificio dal piano campagna (5.00 m).

Località	**POGLIANO MILANESE**		
	⇓⇓⇓		*(par. 3.3 DM 14/01/2008)*
quota sito	164	m s.l.m.	quota del sito considerato sul livello del mare
zona	1		*(tabella 3.3.I DM 14/01/2008)*
CdiR	B		classe di rugosità *(tabella 3.3.III DM 14/01/2008)*
	⇓⇓⇓		
CdiE	III		categorie di esposizione del sito (figura 3.3.2 DM 14/01/2008)
k_r	0.20	---	fattore di terreno *(tabella 3.3.II DM 14/01/2008)*
z_0	0.10	m	lunghezza di rugosità *(tabella 3.3.II DM 14/01/2008)*
z_{min}	5	m	altezza minima *(tabella 3.3.II DM 14/01/2008)*
$v_{b,0}$	25	m/s	velocità base di riferimento al livello del mare *(tabella 3.3.I DM 14/01/2008)*
a_0	1000	m	parametro che caratterizza la zona di costruzione *(tabella 3.3.I DM 14/01/2008)*
k_a	0.010	---	parametro che caratterizza la zona di costruzione *(tabella 3.3.I DM 14/01/2008)*
	⇓⇓⇓		
v_b	25.0	m/s	velocità base di riferimento *(par. 3.3.2 D.M. 14/01/2008)*
T_R	50	anni	per costruzione ordinaria 50 anni
	⇓⇓⇓		
α_R	1.000	---	parametro amplificativo / riduttivo in funzione del perioro di ritorno *(C3.3.2 Istr.)*
v_r	25.0	m/s	velocità di progetto di riferimento $v_r = v_r(T_R) = v_b*\alpha_R$
r	1.25	kg/m^3	densità dell'aria (valore assunto convenzionalmente)
	⇓⇓⇓		
q_b	390.6	Pa	pressione di progetto di riferimento $q_b=0.5*v_r^2*r$
c_t	1.0	---	coeff. di topografia *(punto 3.3.7 DM 14/01/2008)*
c_p	0.8	---	coeff. areodinamico complessivo *(punto 3.3.4 DM 14/01/2008 e C3.3.10 Istr.)*
c_d	1.0	---	coeff. dinamico *(punto 3.3.8 DM 14/01/2008)*
z	5.00	m	quota di interesse per il calcolo della pressione del vento
z_{calc}	5.00	m	quota di calcolo
z_{calc}/z_0	50	---	
$\ln(z_{calc}/z_0)$	3.912	---	
$c_e(z)$	1.708	---	coefficiente di esposizione
	⇓⇓⇓		
p (z)	**0.53**	**kN/m^2**	**pressione del vento (alla quota di calcolo)**

Tabella 3 - Calcolo della pressione associata al vento.

A questi carichi si aggiunge il peso proprio degli elementi strutturali (G_1), valutato in automatico dal programma di calcolo utilizzato per il modello globale, in particolare il carico della veletta in c.a. posta sul perimetro del solaio:

$G_{1,vel}$ = (0.15 m · 1.15 m) · 25 kN/m^3 = 4.31 kN/m lato palestra

$G_{1,vel}$ = (0.15 m · 1.00 m) · 25 kN/m^3 = 3.73 kN/m lato esterno

2.4. Azione sismica

2.4.1 Classificazione della struttura e periodo di riferimento

L'edificio rientra nella **tipologia 2** prevista dal D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.1 (*"opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"*), pertanto la sua **vita nominale (V_N)** è pari a **50 anni**.

Alla struttura, inoltre, viene attribuita la **classe d'uso III**, trattandosi della palestra di una scuola (*"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi"*), in accordo al D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.2: il **coefficiente d'uso (C_U)** assume pertanto valore **1.5**.

Si ottiene quindi che il **periodo di riferimento (V_R)** per l'azione sismica risulta pari a:

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni (par. 2.4.3 D.M. 14/01/2008)

Figura 7 - Localizzazione e coordinate del sito [fonte Google Earth].

2.4.2 Classificazione sismica del sito

Con la D.G.R. 11/07/2014 n. X/2129, di recentissima adozione, è stata aggiornata la classificazione sismica del territorio regionale: numerosi Comuni, in base all'accelerazione massima di picco al suolo (AgMax), sono stati interessati dal passaggio ad una zona sismica più severa. Il Comune di Pogliano Milanese ha invece conservato la classificazione in zona 4, che corrisponde ad una pericolosità sismica molto bassa (AgMax = 0.041 g).

2.4.3 Modalità di applicazione dell'azione sismica

Visto che, come detto, il Comune di Pogliano Milanese ricade in zona 4 anche nella classificazione sismica regionale di recentissima adozione, è possibile effettuare il dimensionamento per le azioni sismiche ricorrendo al metodo semplificato agli Stati Limite indicato all'inizio del cap. 7 del D.M. 14/01/2008 (denominato *"Metodo 2"* al paragrafo C7 delle Istruzioni al suddetto Decreto), applicabile a tutti i tipi di costruzione e di classe d'uso:

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- *i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6* [come precisato dalle Istruzioni *"gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi" n.d.r.*]*;*
- *gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;*
- *le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel §3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà Sd (T_1) = 0,07g per tutte le tipologie.*

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Poiché nel caso in esame la struttura è caratterizzata da un solo piano, l'espressione (7.3.6) con Sd (T_1) = 0,07g è semplicemente riconducibile all'applicazione in corrispondenza della copertura di un'azione orizzontale pari al 7% dei carichi verticali agenti sulla stessa in combinazione sismica, posta separatamente nelle due direzioni principali X e Y (rispettivamente corrispondenti alla direzione longitudinale e trasversale).

In ciascuna delle due direzioni X e Y, in via cautelativa si considera che le azioni orizzontali siano applicate totalmente ai pilastri, senza considerare il contributo alla resistenza delle pareti estreme di chiusura, della trave di collegamento T8, soggetta unicamente al solo peso proprio, e della parete di collegamento. Le velette che orlano il solaio sono considerate elementi "secondari", esse comunque contribuiscono ad irrigidire il piano di copertura.

Per quanto riguarda gli effetti dell'eccentricità accidentale, si amplificano le azioni sollecitanti associate al sisma per il fattore massimo pari a 1.30 indicato dalla normativa (espressione 7.3.7), incremento comunque particolarmente cautelativo per la struttura in oggetto poiché, come

indicato nel seguito (par. 2.5.2), in combinazione sismica i carichi da considerare coincidono esclusivamente con i permanenti (strutturali e portati), che non sono soggetti a variazioni di distribuzione tali da determinare sensibili effetti di eccentricità accidentale.

2.5. Combinazioni di carico e massa partecipante

Le combinazioni di carico utilizzate nella verifica della struttura sono ottenute in accordo al punto 2.5 del D.M. 14/01/2008.

2.5.1 Combinazioni di carico in assenza di sisma

Le combinazioni di carico per la verifica della stabilità della struttura nei riguardi delle azioni in assenza di sisma allo Stato Limite Ultimo (SLU) sono espresse dalla seguente relazione:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{k2} + \ldots$ (D.M. 14/01/2008, par. 2.5.3)

I coefficienti parziali per le verifiche allo SLU (γ_{G1}, γ_{G2}, γ_{Q1}, γ_{Q2}, ...) sono assunti in accordo alla Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008.

I coefficienti di combinazione (ψ_{0j}) sono assunti in accordo alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

2.5.2 Combinazioni di carico in situazione sismica

Le combinazioni di carico per la verifica della stabilità della struttura nei riguardi delle azioni sismiche (E) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è espressa dalla seguente relazione:

$E + G_1 + G_2 + \psi_{2j} \cdot Q_{k1} + \psi_{2j} \cdot Q_{k2} + \ldots$ (D.M. 14/01/2008, par. 2.5.3)

I coefficienti di combinazione (ψ_{2j}) sono assunti in accordo alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008, in particolare, nel caso in esame, non viene considerato alcun contributo della neve in copertura in condizioni sismiche poiché il sito si trova ad un'altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.. Pertanto i carichi agenti si riducono ai soli permanenti.

2.5.3 Masse per azioni sismiche

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \psi_{2j} \cdot Q_{k1} + \psi_{2j} \cdot Q_{k2} + \ldots$ (D.M. 14/01/2008, par. 3.2.4)

I coefficienti di combinazione sono i medesimi utilizzati per i carichi. In situazione sismica, le masse da considerare si riducono ai soli permanenti.

La tabella seguente mostra le combinazioni di carico significative per la struttura in esame utilizzate per le verifiche locali e globali, le direzioni principali sono quelle definite in precedenza.

	G_1 (perm. strutturali)	G_2 (perm. portati)	Q_S (neve)	Q_W (vento)	SISMA +X	SISMA +Y	
1) SLU-1	1.30	1.50	1.50	0.90	0.00	0.00	Combinazione carichi gravitazionali allo Stato Limite Ultimo. La neve è applicata in condizioni di accumulo
2) SLU-2	1.30	1.50	1.50	0.90	0.00	0.00	Combinazione carichi gravitazionali allo Stato Limite Ultimo. La neve in condizioni di accumulo è applicata solamente sullo sbalzo maggiore
3) ST_SISMA	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Combinazione carichi gravitazionali in presenza di sisma
4) SISMA+X_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	1.30	0.00	Sisma in direzione + X, con amplificazione per eccentricità (1.3)
5) SISMA-X_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.30	0.00	Sisma in direzione - X, con amplificazione per eccentricità (1.3)
6) SISMA+Y_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.30	Sisma in direzione + Y, con amplificazione per eccentricità (1.3)
7) SISMA-Y_AMP	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	-1.30	Sisma in direzione - Y, con amplificazione per eccentricità (1.3)

Tabella 4 - Combinazioni di carico considerate.

Nelle combinazioni allo SLU (SLU-1 e SLU-2), caratterizzate del carico associato alla neve in condizioni di accumulo, si applica anche l'azione del vento come variabile secondario ($\gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot = 1.50 \cdot 0.60 = 0.90$).

L'azione del vento è applicata ai pilastri, considerando la direzione e il verso che rendono massime le azioni flettenti alla base dei pilastri (-Y, cioè in direzione trasversale verso l'interno della palestra).

2.6. Programmi di calcolo utilizzati e validazione dei modelli

Per l'analisi strutturale, oltre ad appositi fogli di calcolo implementati dallo scrivente, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo, per realizzare di modelli globali e parziali della struttura, per condurre verifiche degli elementi in c.a. e delle fondazioni:

- Analisi strutturale e calcolo delle sollecitazioni

  Software a elementi finiti MIDAS Gen 2012 (vers. 3.1 release 24/09/2012).

- Calcolo delle sollecitazioni di solai e travi

  Software 1Camp - Trave ad una campata (vers. 5.4 del 24/09/2006), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

  Software Trave continua (vers. 7.4 del 11/10/2009), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

- Verifica delle sezioni in c.a.

  Software VcaSlu (vers. 7.1 del 06/01/2009), del prof. Piero Gelfi - Università degli Studi di Brescia.

- Verifiche geotecniche

  Fogli di calcolo allegati al testo "*Progetti e calcolo di geotecnica con Excel*", degli Ingegneri Marco Mancina, Roberto Nori e Pia Iasiello, ed. DEI, terza edizione del 2010.

Sui modelli di calcolo realizzati sono stati condotti controlli al fine di verificare la correttezza globale della schematizzazione effettuata, anche in ottemperanza al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 *"analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo"*.

Con particolare riferimento al modello completo della struttura, si è verificato innanzi tutto che il programma utilizzato per l'analisi strutturale (Midas Gen), di consolidata validità e di diffuso utilizzo, non segnalasse labilità o problematiche di sorta nella modellazione geometrica e nel posizionamento dei vincoli. Si è poi verificato che le risultanti dei singoli casi di carico applicati (aggiunti ai pesi degli elementi strutturali modellati che sono calcolati in automatico dal software) e delle combinazioni considerate fossero effettivamente coerenti con i carichi specifici dichiarati (e riportati nella presente relazione) e che la massa in condizione sismica vi corrispondesse, secondo calcoli svolti autonomamente rispetto alle grandezze fornite dal programma di calcolo.

3. VERIFICHE CONDOTTE

Nel presente capitolo sono riportate le più significative verifiche degli elementi strutturali condotte allo Stato Limite Ultimo, al fine di dimostrare l'adeguatezza del dimensionamento condotto, in particolare:

- Solaio di copertura (par. 3.1).
- Travi di copertura T9 - sezione 25x50 (par. 3.2).
- Pilastri (par. 3.3).
- Fondazioni (par. 3.4).

3.1. Solaio di copertura

Si considera una striscia unitaria di solaio in latero-cemento (h 20+5 cm) della copertura: lo schema a trave continua viene semplificato verificando la campata con luce maggiore (L = 4.58 m) in semplice appoggio. Come carico variabile si considera cautelativamente il valore massimo della neve in accumulo.

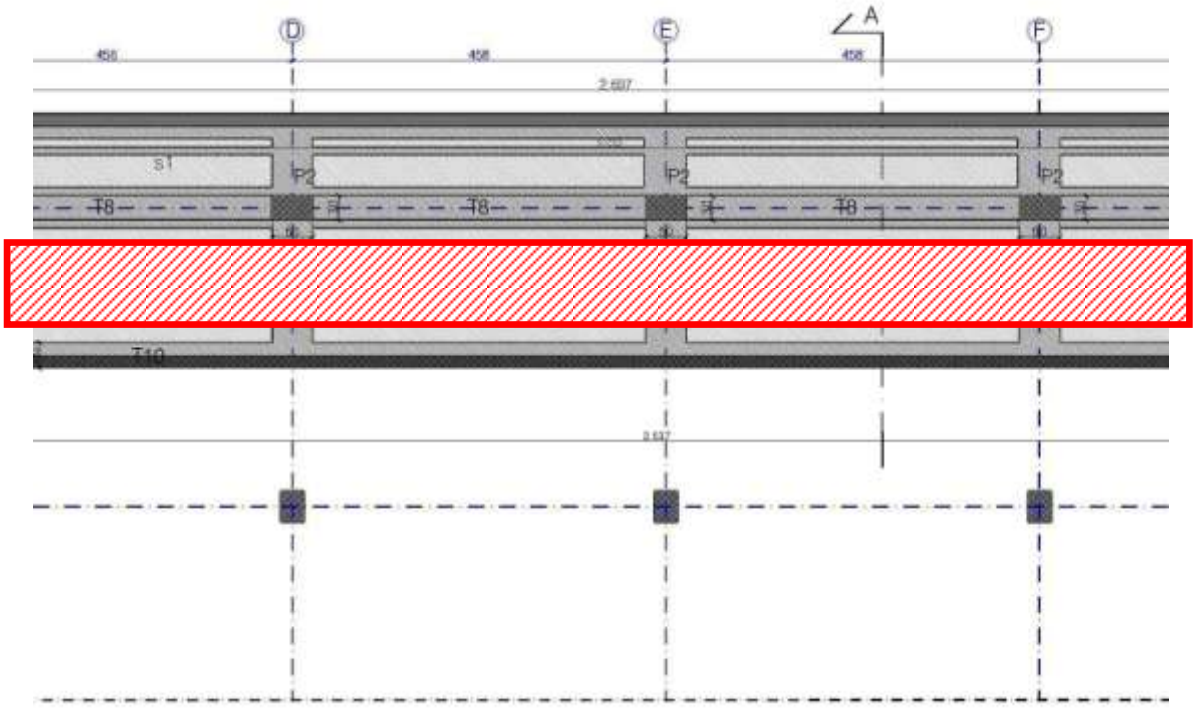


Figura 8 - Stralcio della pianta della copertura, striscia unitaria di solaio.

3.1.1 Verifica a flessione

Il momento flettente sollecitante su ciascun travetto è ottenuto dividendo per due il valore relativo alla striscia unitaria, considerando come luce l'interasse massimo fra i pilastri P2:

$$|M_{Ed}| = \frac{1}{2} \cdot \frac{(3.20\,kN/m \cdot 1.3 + 1.50\,kN/m \cdot 1.5 + 4.00\,kN/m \cdot 1.5) \cdot 4.58\,m^2}{8} = \frac{1}{2} \cdot 32.5\,kNm = 6.3\,kNm$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **2ϕ14** al lembo inferiore.

$|M_{Rd}|$ = 24.2 kNm > $|M_{Ed}|$ verifica soddisfatta

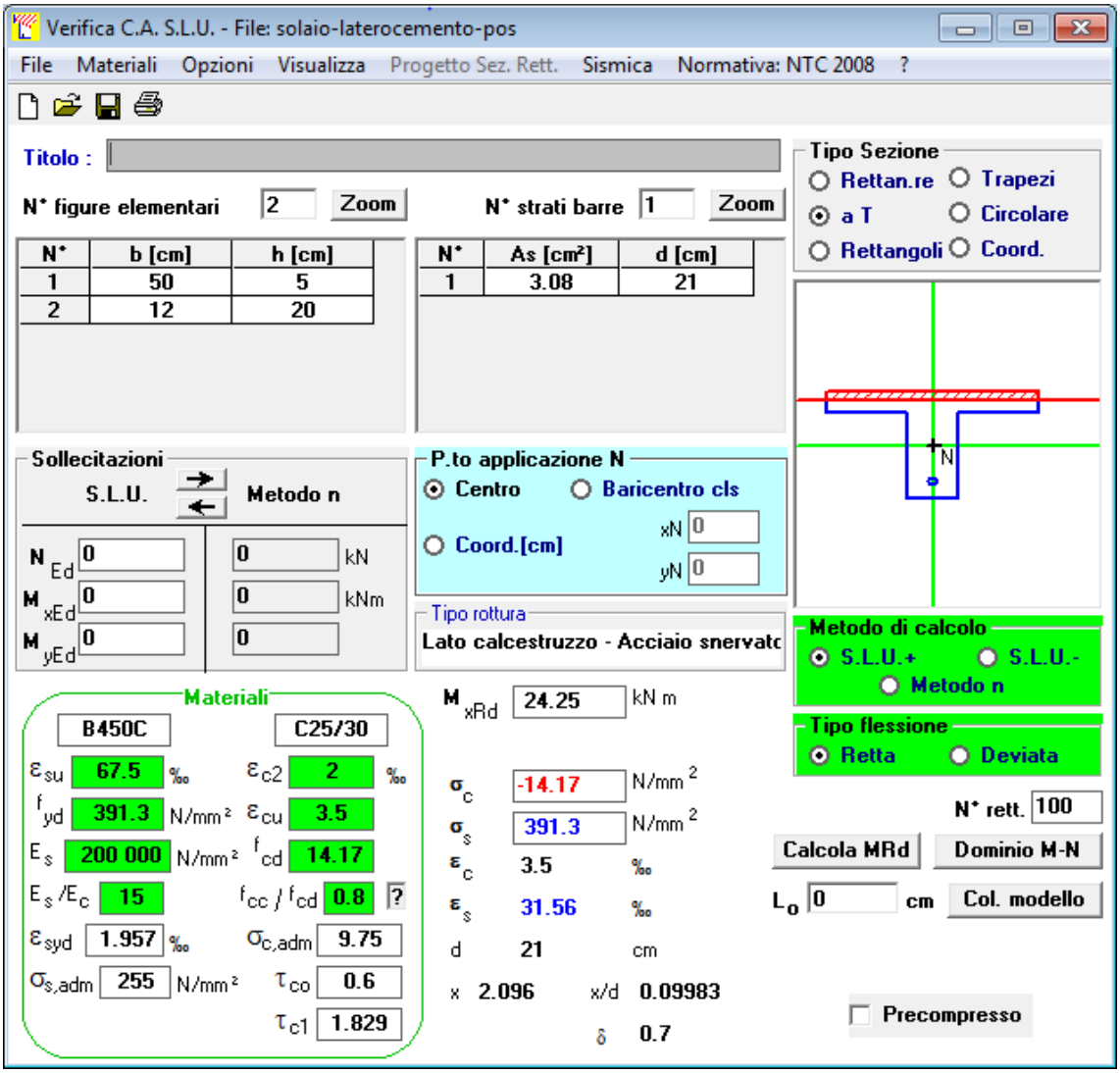


Figura 9 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.1.2 Verifica a taglio

Il taglio sollecitante su ciascun travetto è ottenuto dividendo per due il valore relativo alla striscia unitaria, considerando come luce l'interasse massimo fra i pilastri P2:

$$|V_{Ed}| = \frac{1}{2} \cdot \frac{3.20\,kN/m \cdot 1.3 + .50\,kN/m \cdot 1.5 + .00\,kN/m \cdot 1.5 \cdot 4.58\,m}{2} = \frac{1}{2} \cdot 28.4\,kN = 4.2\,kN$$

la verifica è condotta riferendosi a quanto previsto dalla normativa per elementi privi di armature a taglio.

$|V_{Rd}|$ = 18.7 kN > $|V_{Ed}|$ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO		
par. 4.1.2.1.3.1 D.M. 14/01/2008		
f_{ck}	25	MPa
γ_c	1.5	---
b_w	120	mm
d	210	mm
A_{sl}	2ϕ14	---
A_{sl}	308	mm^2
k	1.976	---
v_{min}	0.486	MPa
ρ_l	0.012	---
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rd}	18.7	kN
$V_{Rd,min}$	12.2	kN
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rd}	**18.7**	**kN**

3.2. Travi di copertura T9 - sezione 25x50

Per le travi T9 le sollecitazioni massime si ottengono per le combinazioni allo SLU in corrispondenza delle connessioni con i pilastri e sono associate allo sbalzo lato palestra. Le azioni sono cautelativamente valutate in corrispondenza dell'asse di ciascun pilastro.

3.2.1 Verifica a flessione

dalle analisi condotte si ottiene:

$|M_{Ed}|$ = 155.2 kNm

Si considera un'armatura longitudinale composta da **8 + 8 ϕ20**.

$|M_{Rd}|$ = 172.2 kNm > $|M_{Ed}|$ verifica soddisfatta

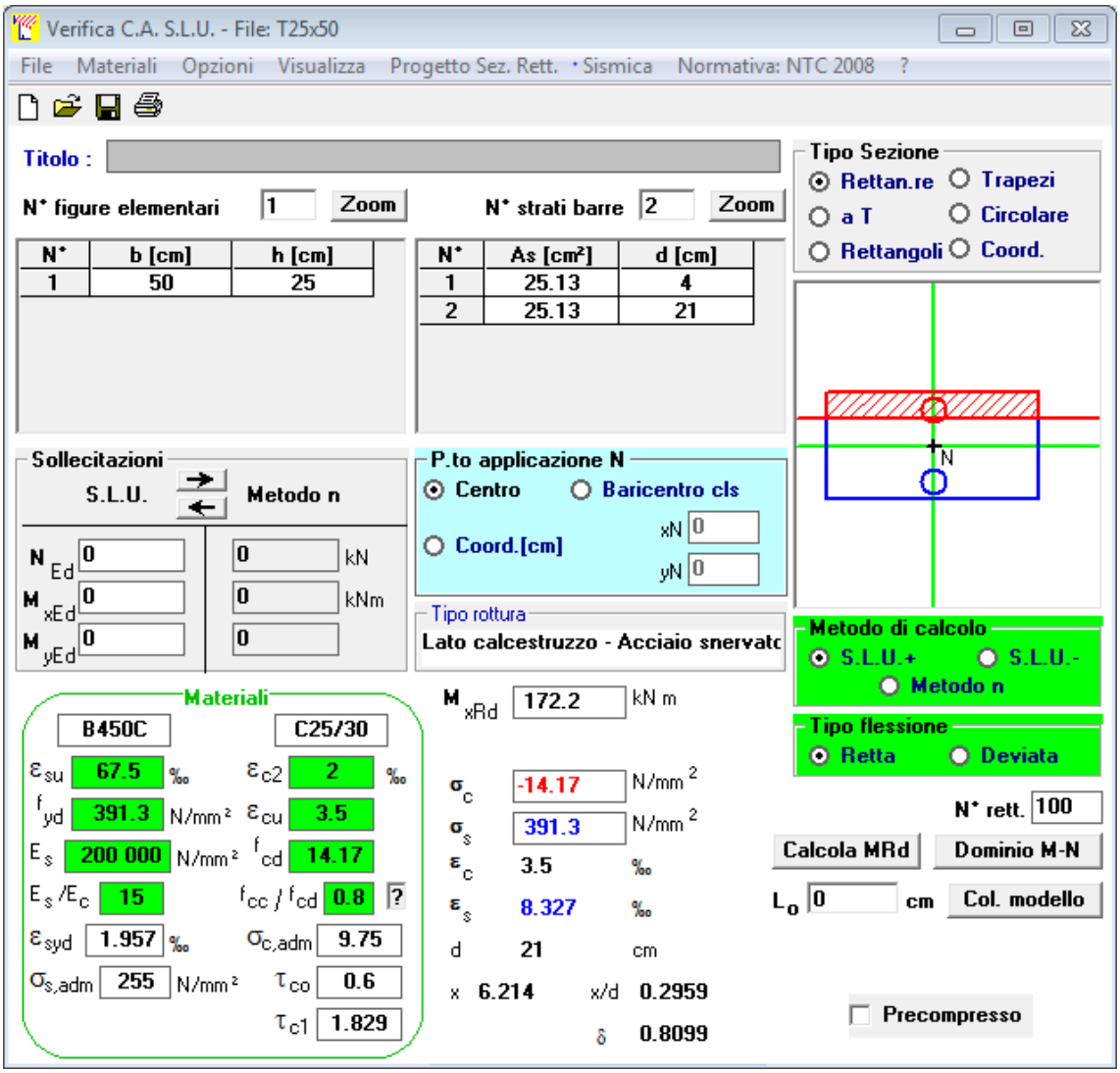


Figura 10 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

3.2.2 Verifica a taglio

dalle analisi condotte si ottiene:

$|V_{Ed}|$ = 140.5 kN

Si considera un'armatura trasversale composta da **staffe ϕ8/100 doppie** e si pone, in via cautelativa, il parametro cotg θ pari all'unità.

$|V_{Rd}|$ = 147.9 kN > $|V_{Ed}|$ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008		
A_{sw}	staffe ϕ8/100 doppie	
A_{sw}	200	mm^2
d	210	mm
s	100	mm
cotg θ	1.0	---
α	0	°
b_w	500	mm
$z = 0.9 \cdot d$	189	mm
f_{yd}	391.3	MPa
f_{cd}	14.2	MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1	MPa
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rds}	147.9	kN
V_{Rdc}	335.5	kN
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rd}	**147.9**	**kN**

3.3. Pilastri P2

Le verifiche si riferiscono ai pilastri rettangolari di sezione 30x50 cm: la figura seguente mostra per ciascuno di essi la numerazione e il sistema di riferimento locale al quale sono riferite le azioni sollecitanti. Per ciascun elemento l'estremo "I" (Part "I") è quello inferiore, in corrispondenza della fondazione, e l'estremo "J" (Part "J") quello superiore, in corrispondenza della trave di collegamento.

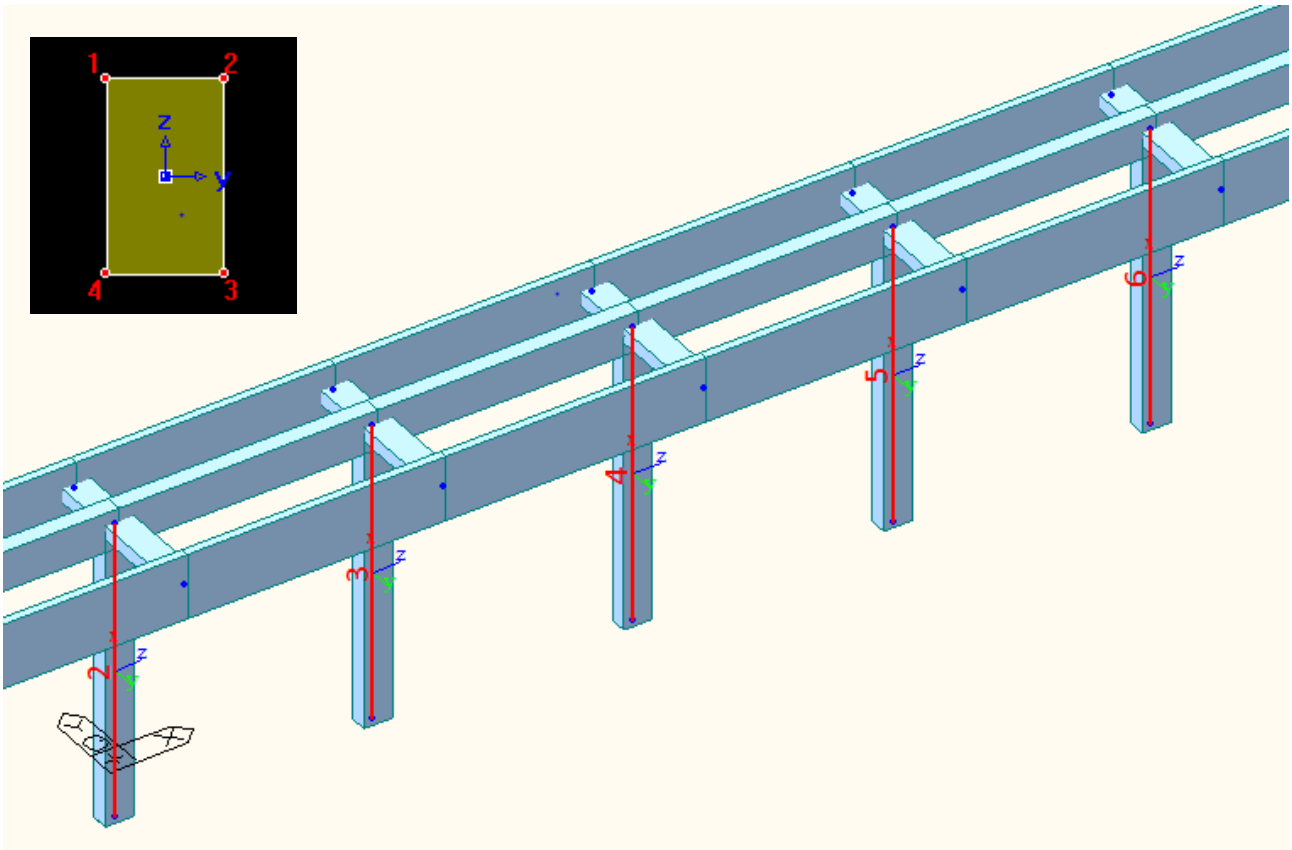
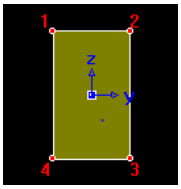


Figura 11 - Schema strutturale con evidenziati gli elementi oggetto di verifica.

3.3.1 Calcolo delle azioni sollecitanti

Il prospetto seguente riporta le sollecitazioni ottenute per i pilastri P2 per le combinazioni di carico indicate in Tabella 4. In alto è riportato un riassunto con le azioni massime con segno positivo e con segno negativo.

Anche lungo la direzione X, in cui i pilastri sono collegati dalla trave in sommità e dalla parete inferiore, è stato comunque considerato uno schema statico a mensola a tutta altezza.



	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
min	-285.2	-13.0	-11.6	-0.2	-55.4	-15.5
MAX	-119.2	12.3	11.6	0.3	55.4	127.6

Elem	Load	Part	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
2	SLU-1	I[2]	-261.7	12.3	0.0	0.1	0.0	114.5
2	SLU-1	J[9]	-236.0	2.4	0.0	0.1	0.0	82.1
3	SLU-1	I[3]	-284.7	9.6	0.0	0.1	0.0	109.6
3	SLU-1	J[10]	-259.0	-1.3	0.0	0.1	0.0	91.4
4	SLU-1	I[4]	-285.2	8.8	0.0	0.1	0.0	108.1
4	SLU-1	J[11]	-259.5	-2.1	0.0	0.1	0.0	93.3
5	SLU-1	I[5]	-284.7	9.6	0.0	0.1	0.0	109.0
5	SLU-1	J[12]	-259.0	-1.4	0.0	0.1	0.0	90.9
6	SLU-1	I[6]	-256.0	12.3	0.0	0.1	0.0	113.5
6	SLU-1	J[13]	-230.4	2.6	0.0	0.1	0.0	80.6
2	SLU-2	I[2]	-235.0	12.3	0.0	0.2	0.0	127.6
2	SLU-2	J[9]	-209.3	2.4	0.0	0.2	0.0	95.2
3	SLU-2	I[3]	-255.2	9.0	0.0	0.2	0.0	121.7
3	SLU-2	J[10]	-229.5	-1.9	0.0	0.2	0.0	106.2
4	SLU-2	I[4]	-255.7	8.1	0.0	0.2	0.0	120.0
4	SLU-2	J[11]	-230.0	-2.9	0.0	0.2	0.0	108.5
5	SLU-2	I[5]	-255.2	8.9	0.0	0.2	0.0	121.0
5	SLU-2	J[12]	-229.5	-2.0	0.0	0.2	0.0	105.7
6	SLU-2	I[6]	-230.0	12.3	0.0	0.2	0.0	126.5
6	SLU-2	J[13]	-204.3	2.7	0.0	0.2	0.0	93.4
2	SISMA+X_AMP	I[2]	-141.9	0.4	11.6	0.3	55.4	42.1
2	SISMA+X_AMP	J[9]	-122.1	0.4	11.6	0.3	4.1	40.3
3	SISMA+X_AMP	I[3]	-153.4	-1.4	11.6	0.3	55.4	38.6
3	SISMA+X_AMP	J[10]	-133.7	-1.4	11.6	0.3	4.1	45.0
4	SISMA+X_AMP	I[4]	-153.7	-2.0	11.6	0.3	55.4	37.2
4	SISMA+X_AMP	J[11]	-133.9	-2.0	11.6	0.3	4.1	46.0
5	SISMA+X_AMP	I[5]	-153.4	-1.8	11.6	0.3	55.4	36.9
5	SISMA+X_AMP	J[12]	-133.7	-1.8	11.6	0.3	4.1	44.7
6	SISMA+X_AMP	I[6]	-139.0	-0.2	11.6	0.3	55.4	38.8
6	SISMA+X_AMP	J[13]	-119.2	-0.2	11.6	0.3	4.1	39.7
2	SISMA-X_AMP	I[2]	-141.9	-0.3	-11.6	-0.2	-55.4	39.0
2	SISMA-X_AMP	J[9]	-122.1	-0.3	-11.6	-0.2	-4.1	40.5
3	SISMA-X_AMP	I[3]	-153.4	-1.8	-11.6	-0.2	-55.4	37.1
3	SISMA-X_AMP	J[10]	-133.7	-1.8	-11.6	-0.2	-4.1	45.0
4	SISMA-X_AMP	I[4]	-153.7	-2.0	-11.6	-0.2	-55.4	37.2
4	SISMA-X_AMP	J[11]	-133.9	-2.0	-11.6	-0.2	-4.1	46.0
5	SISMA-X_AMP	I[5]	-153.4	-1.4	-11.6	-0.2	-55.4	38.5
5	SISMA-X_AMP	J[12]	-133.7	-1.4	-11.6	-0.2	-4.1	44.7
6	SISMA-X_AMP	I[6]	-139.0	0.5	-11.6	-0.2	-55.4	41.9
6	SISMA-X_AMP	J[13]	-119.2	0.5	-11.6	-0.2	-4.1	39.5
2	SISMA+Y_AMP	I[2]	-141.9	-11.1	0.0	0.0	0.0	-12.4
2	SISMA+Y_AMP	J[9]	-122.1	-11.1	0.0	0.0	0.0	36.5
3	SISMA+Y_AMP	I[3]	-153.4	-12.7	0.0	0.0	0.0	-14.9
3	SISMA+Y_AMP	J[10]	-133.7	-12.7	0.0	0.0	0.0	41.1
4	SISMA+Y_AMP	I[4]	-153.7	-13.0	0.0	0.0	0.0	-15.5
4	SISMA+Y_AMP	J[11]	-133.9	-13.0	0.0	0.0	0.0	42.1
5	SISMA+Y_AMP	I[5]	-153.4	-12.6	0.0	0.0	0.0	-14.8
5	SISMA+Y_AMP	J[12]	-133.7	-12.6	0.0	0.0	0.0	40.9
6	SISMA+Y_AMP	I[6]	-139.0	-10.8	0.0	0.0	0.0	-12.0
6	SISMA+Y_AMP	J[13]	-119.2	-10.8	0.0	0.0	0.0	35.7
2	SISMA-Y_AMP	I[2]	-141.9	11.2	0.0	0.1	0.0	93.5
2	SISMA-Y_AMP	J[9]	-122.1	11.2	0.0	0.1	0.0	44.2
3	SISMA-Y_AMP	I[3]	-153.4	9.5	0.0	0.1	0.0	90.7
3	SISMA-Y_AMP	J[10]	-133.7	9.5	0.0	0.1	0.0	48.8
4	SISMA-Y_AMP	I[4]	-153.7	9.1	0.0	0.1	0.0	89.9
4	SISMA-Y_AMP	J[11]	-133.9	9.1	0.0	0.1	0.0	49.8
5	SISMA-Y_AMP	I[5]	-153.4	9.4	0.0	0.1	0.0	90.2
5	SISMA-Y_AMP	J[12]	-133.7	9.4	0.0	0.1	0.0	48.6
6	SISMA-Y_AMP	I[6]	-139.0	11.1	0.0	0.1	0.0	92.7
6	SISMA-Y_AMP	J[13]	-119.2	11.1	0.0	0.1	0.0	43.5

Tabella 5 - Sollecitazioni agenti sui pilastri.

3.3.2 Verifica a pressoflessione

Dai valori riportati in Tabella 5 si può osservare quanto segue:

- I pilastri presentano azione assiale sempre negativa (di compressione). A favore di sicurezza la verifica è effettuata in flessione semplice.
- A causa dell'asimmetria degli sbalzi, i pilastri presentano sollecitazioni più elevate lungo la direzione di minore rigidezza e resistenza.
- La torsione propria degli elementi assume in ogni caso valori trascurabili.

Come indicato nella figura seguente, si ipotizza un'armatura complessivamente composta da **8ϕ24**.

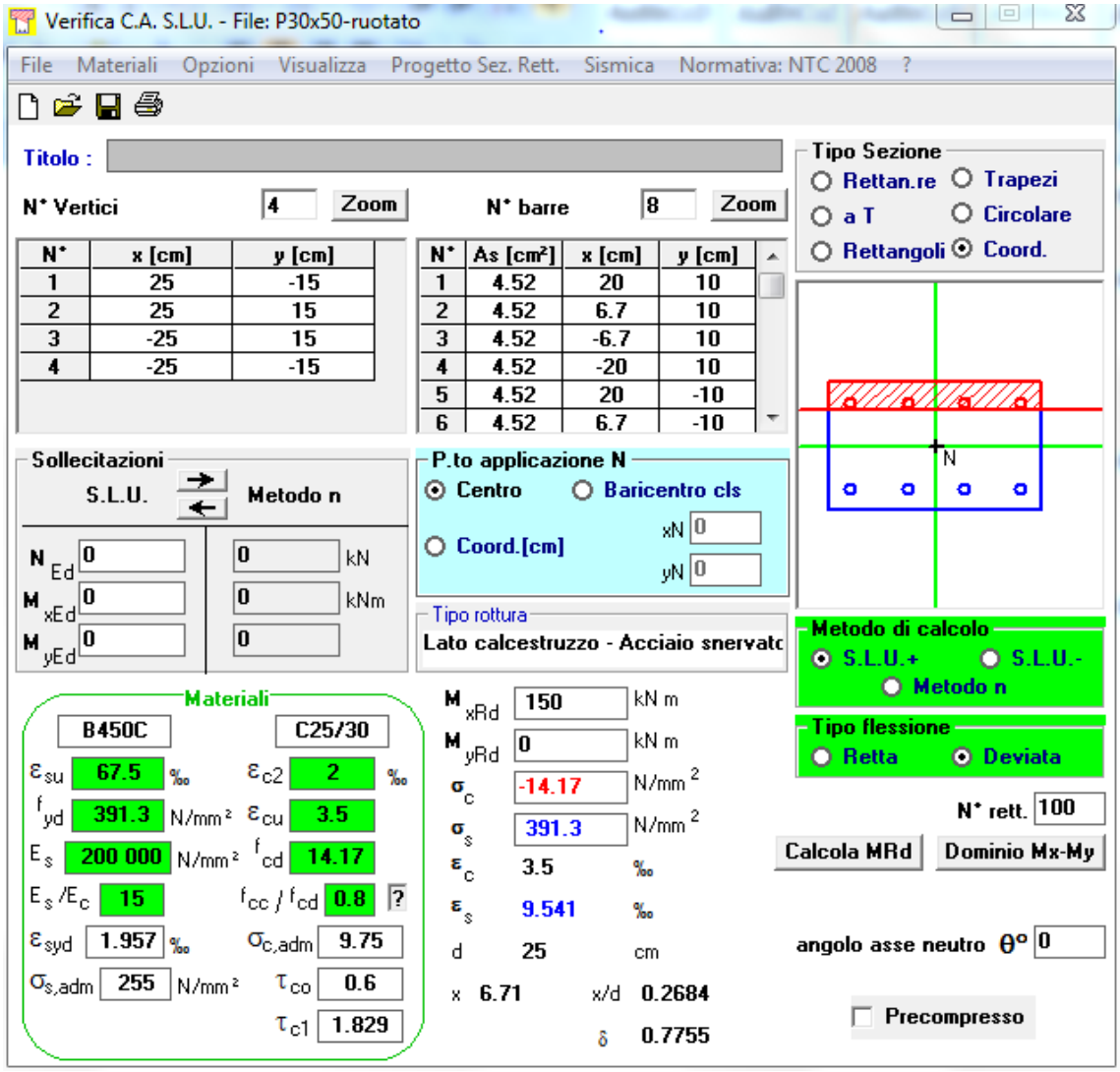
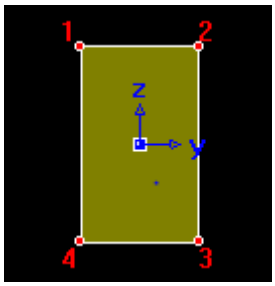


Figura 12 - Calcolo della resistenza della sezione allo SLU nella direzione di minima rigidezza.

Le verifiche a flessione deviata (con azione assiale nulla) sono riassunte attraverso un grafico che rappresenta il dominio di rottura della sezione in c.a. (**in blu**) e i punti determinati dalle coppie di momenti sollecitanti (**in rosso**), questi ultimi ricadono all'interno del dominio resistente, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

La asimmetria della nuvola dei punti sollecitanti (**in rosso**) deriva dall'eccentricità dei carichi verticali dovuta alla differenza di lunghezza, e dunque di peso, dei due sbalzi rispetto all'allineamento dei pilastri lungo X.



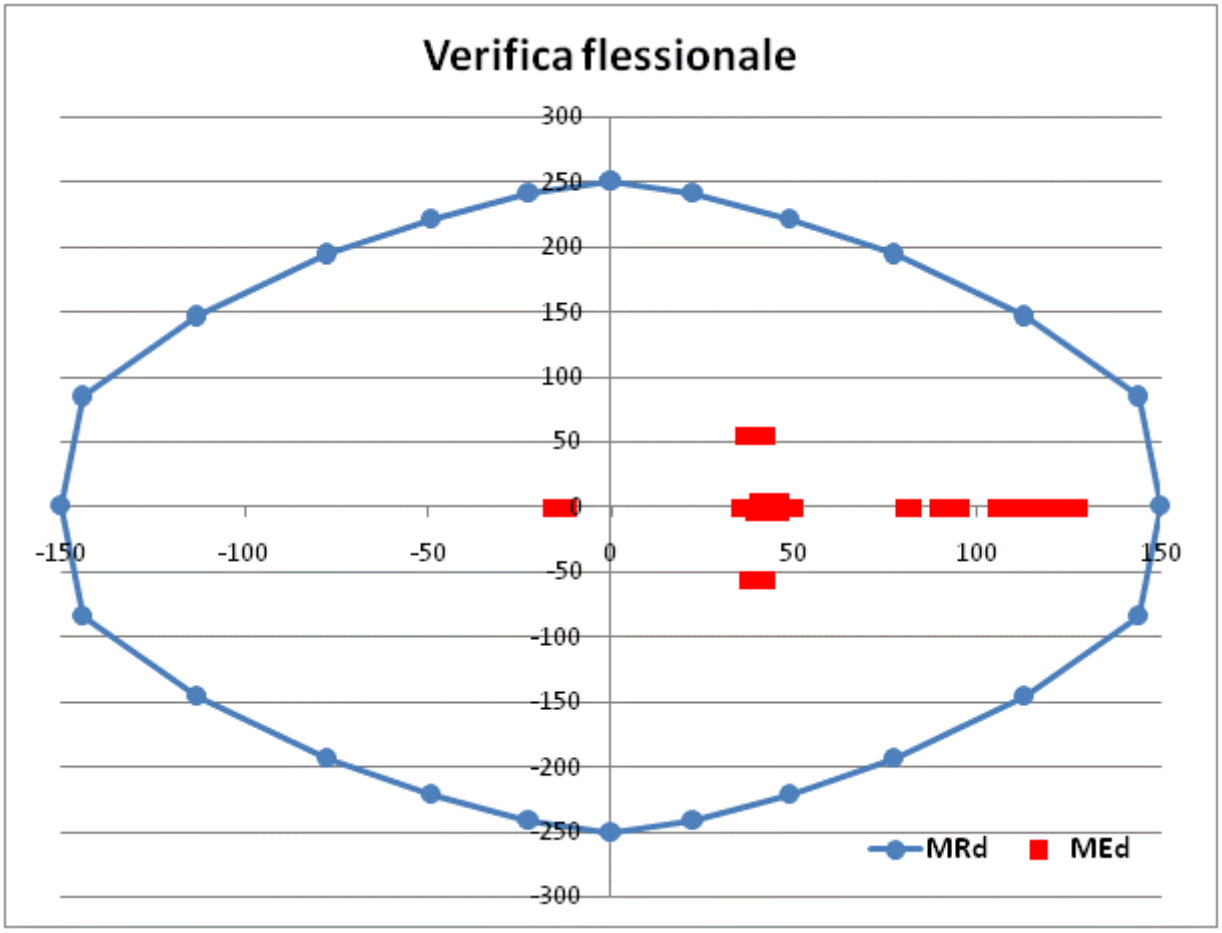


Figura 13 - Dominio di rottura e verifiche a pressoflessione dei pilastri.

3.3.3 Verifica a taglio

In riferimento ai valori sollecitanti massimi riportati in Tabella 5, le verifiche sono condotte in ciascuna delle due direzioni principali della sezione: i valori massimi di taglio risultano modesti.

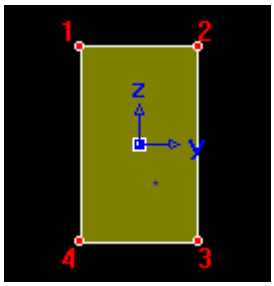
Si considera un'armatura trasversale composta da staffe ϕ8/150 singole o doppie e si pone, in via cautelativa, il parametro cotg θ pari all'unità.

Direzione locale y

$|V_{Ed}|$ = 13.0 kN

$|V_{Rd}|$ = 117.4 kN >> $|V_{Ed}|$ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008		
A_{sw}	staffe ϕ8/15 doppie	
A_{sw}	200	mm^2
d	250	mm
s	150	mm
cotg θ	1.0	---
α	0	°
b_w	500	mm
z = 0.9·d	225	mm
f_{yd}	391.3	MPa
f_{cd}	14.2	MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1	MPa
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rds}	117.4	kN
V_{Rdc}	399.4	kN
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rd}	**117.4**	**kN**

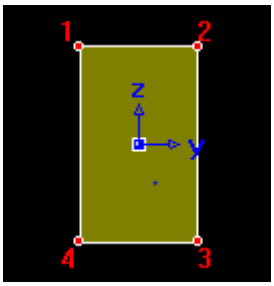


Direzione locale z

$|V_{Ed}|$ = 11.6 kN

$|V_{Rd}|$ = 105.7 kN >> $|V_{Ed}|$ verifica soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO par. 4.1.2.1.3.2 D.M. 14/01/2008		
A_{sw}	staffe ϕ8/15	
A_{sw}	100	mm^2
d	450	mm
s	150	mm
cotg θ	1.0	---
α	0	°
b_w	300	mm
z = 0.9·d	405	mm
f_{yd}	391.3	MPa
f_{cd}	14.2	MPa
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	7.1	MPa
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rds}	105.7	kN
V_{Rdc}	431.3	kN
⇓⇓⇓⇓		
V_{Rd}	**105.7**	**kN**



3.4. Fondazioni

3.4.1 Verifiche della portata del terreno e a scorrimento

Le verifiche delle fondazioni lato terreno (portata delle fondazioni superficiali e scorrimento rispetto al piano di posa) sono condotte mediante l'approccio 2 previsto dal D.M. 14/01/2008.

Le azioni di calcolo sono riportate in Tabella 6: si tratta delle reazioni vincolari alla base dei pilastri (il vincolo è posto per comodità di calcolo in corrispondenza del piano di posa della fondazione). Le reazioni vincolari sono espresse rispetto al sistema globale (X, Y, Z) in riferimento ai nodi 2 - 3 - 4 - 5 - 6 visualizzati in Figura 14. Tali sollecitazioni sono riferite a combinazioni con denominazione analoga a quella utilizzata per il dimensionamento degli elementi fuori terra (Tabella 4), l'aggiunta del suffisso "_FOND" in ciascuna di esse sta ad indicare che ai carichi già definiti è stato aggiunto in corrispondenza del nodo di base il peso della fondazione opportunamente amplificato (per un coefficiente pari a 1.3 per la combinazione allo SLU e pari a 1.0 per le combinazioni sismiche). Poiché le reazioni vincolari sono ottenute per i carichi già combinati, nei fogli di verifica seguenti tali risultanti sono inserite in valore assoluto come permanenti con coefficienti parziali unitari, come peraltro previsto in situazione sismica.

Le verifiche sono effettuate considerando lo schema di fondazione piana nastriforme: considerando la diffusione delle azioni attraverso la parete che collega i pilastri (Figura 3).

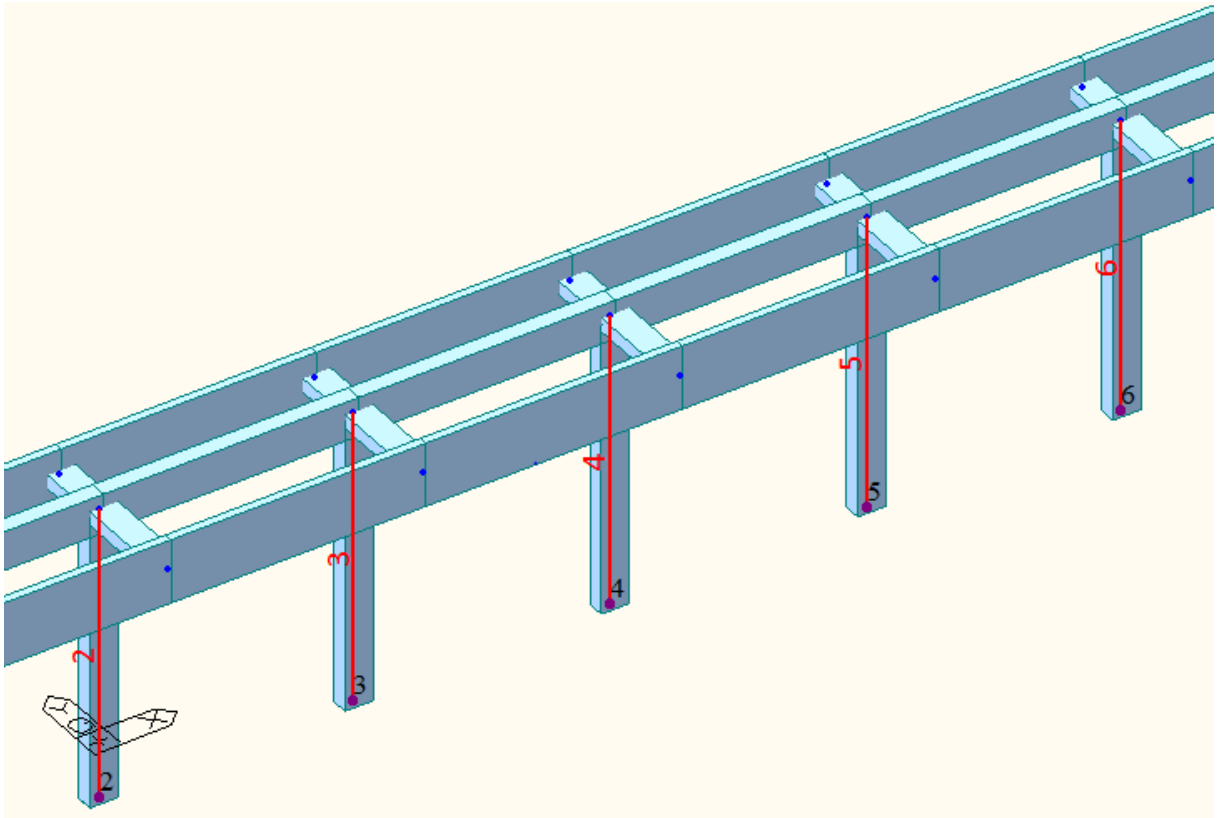


Figura 14 - Schema della struttura con numerazione degli elementi (in rosso) e dei nodi (in nero).

REAZIONI VINCOLARI PILASTRI 30 x 50 CON PESO FONDAZIONE						
Node	Load	FX	FY	FZ	MX	MY
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
2	SLU-1_FOND	0.0	13.4	462.6	-121.0	0.0
3	SLU-1_FOND	0.0	10.8	506.1	-114.7	0.0
4	SLU-1_FOND	0.0	10.1	507.2	-112.9	0.0
5	SLU-1_FOND	0.0	10.8	506.1	-114.1	0.0
6	SLU-1_FOND	0.0	13.4	451.8	-120.0	0.0
2	SLU-2_FOND	0.0	13.4	435.8	-134.0	0.0
3	SLU-2_FOND	0.0	10.2	476.7	-126.5	0.0
4	SLU-2_FOND	0.0	9.3	477.6	-124.3	0.0
5	SLU-2_FOND	0.0	10.2	476.7	-125.8	0.0
6	SLU-2_FOND	0.0	13.4	425.7	-133.0	0.0
2	SISMA+X_AMP_FOND	-11.6	0.4	296.4	-42.3	-61.3
3	SISMA+X_AMP_FOND	-11.6	-1.4	323.8	-37.9	-61.3
4	SISMA+X_AMP_FOND	-11.6	-2.0	324.4	-36.2	-61.3
5	SISMA+X_AMP_FOND	-11.6	-1.8	323.8	-36.0	-61.3
6	SISMA+X_AMP_FOND	-11.6	-0.2	289.6	-38.6	-61.3
2	SISMA-X_AMP_FOND	11.6	-0.3	296.4	-38.8	61.3
3	SISMA-X_AMP_FOND	11.6	-1.8	323.8	-36.2	61.3
4	SISMA-X_AMP_FOND	11.6	-2.0	324.4	-36.2	61.3
5	SISMA-X_AMP_FOND	11.6	-1.4	323.8	-37.8	61.3
6	SISMA-X_AMP_FOND	11.6	0.5	289.6	-42.2	61.3
2	SISMA+Y_AMP_FOND	0.0	-11.1	296.4	18.0	0.0
3	SISMA+Y_AMP_FOND	0.0	-12.7	323.8	21.3	0.0
4	SISMA+Y_AMP_FOND	0.0	-13.0	324.4	22.0	0.0
5	SISMA+Y_AMP_FOND	0.0	-12.6	323.8	21.1	0.0
6	SISMA+Y_AMP_FOND	0.0	-10.8	289.6	17.4	0.0
2	SISMA-Y_AMP_FOND	0.0	11.2	296.4	-99.1	0.0
3	SISMA-Y_AMP_FOND	0.0	9.5	323.8	-95.4	0.0
4	SISMA-Y_AMP_FOND	0.0	9.1	324.4	-94.4	0.0
5	SISMA-Y_AMP_FOND	0.0	9.4	323.8	-94.9	0.0
6	SISMA-Y_AMP_FOND	0.0	11.1	289.6	-98.3	0.0
Simbologia per verifica fondazione		***FX ≡ Tl***	***FY ≡ Tb***	***FZ ≡ N***	***MX ≡ Mb***	***MY ≡ Ml***

Tabella 6 - Sollecitazioni per la verifica dei plinti di fondazione, in evidenza i casi significativi.

Per effettuare la verifica delle fondazioni con modello nastriforme, le risultanti nei nodi di base indicate in Tabella 6 sono divise per la larghezza di influenza di ciascuna colonna, ottenendo le azioni sollecitanti riferite alla striscia unitaria indicate in Tabella 7, dove, per maggiore chiarezza, sono riportate solamente le componenti di interesse, cioè quelle che riguardano la direzione trasversale.

AZIONI SOLLECITANTI PER STRISCIA UNITARIA DI FONDAZIONE					
Larghezza	Node	Load	FY	FZ	MX
[m]			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
4.15	2	SLU-1_FOND	3.2	111.6	-29.2
4.57	3	SLU-1_FOND	2.4	110.8	-25.1
4.58	4	SLU-1_FOND	2.2	110.7	-24.6
4.57	5	SLU-1_FOND	2.4	110.8	-25.0
4.04	6	SLU-1_FOND	**3.3**	**111.8**	-29.7
4.15	2	SLU-2_FOND	3.2	105.1	-32.3
4.57	3	SLU-2_FOND	2.2	104.3	-27.7
4.58	4	SLU-2_FOND	2.0	104.3	-27.1
4.57	5	SLU-2_FOND	2.2	104.3	-27.5
4.04	6	SLU-2_FOND	3.3	105.4	**-32.9**
4.15	2	SISMA+X_AMP_FOND	0.1	71.5	-10.2
4.57	3	SISMA+X_AMP_FOND	-0.3	**70.8**	-8.3
4.58	4	SISMA+X_AMP_FOND	-0.4	**70.8**	-7.9
4.57	5	SISMA+X_AMP_FOND	-0.4	**70.8**	-7.9
4.04	6	SISMA+X_AMP_FOND	-0.1	71.7	-9.6
4.15	2	SISMA-X_AMP_FOND	-0.1	71.5	-9.4
4.57	3	SISMA-X_AMP_FOND	-0.4	**70.8**	-7.9
4.58	4	SISMA-X_AMP_FOND	-0.4	**70.8**	-7.9
4.57	5	SISMA-X_AMP_FOND	-0.3	**70.8**	-8.3
4.04	6	SISMA-X_AMP_FOND	0.1	71.7	-10.4
4.15	2	SISMA+Y_AMP_FOND	-2.7	71.5	4.3
4.57	3	SISMA+Y_AMP_FOND	-2.8	**70.8**	4.7
4.58	4	SISMA+Y_AMP_FOND	-2.8	**70.8**	4.8
4.57	5	SISMA+Y_AMP_FOND	-2.8	**70.8**	4.6
4.04	6	SISMA+Y_AMP_FOND	-2.7	71.7	4.3
4.15	2	SISMA-Y_AMP_FOND	2.7	71.5	-23.9
4.57	3	SISMA-Y_AMP_FOND	2.1	**70.8**	-20.9
4.58	4	SISMA-Y_AMP_FOND	2.0	**70.8**	-20.6
4.57	5	SISMA-Y_AMP_FOND	2.1	**70.8**	-20.8
4.04	6	SISMA-Y_AMP_FOND	2.8	71.7	-24.3
Simbologia per verifica fondazione			***FY ≡ Tb***	***FZ ≡ N***	***MX ≡ Mb***

Tabella 7 - Sollecitazioni per la verifica dei plinti di fondazione, in evidenza i casi significativi.

Le pagine seguenti mostrano le verifiche effettuate: il momento flettente e il taglio massimo ottenuti (in valore assoluto), sono combinati una volta con la massima azione assiale e una volta con la minima: in Tabella 7 sono evidenziati i valori usati. In tutti i casi le verifiche della portata delle fondazioni superficiali e dello scorrimento rispetto al piano di posa risultano soddisfatte. Rispetto a quanto indicato al par. 2.2, in via cautelativa si adotta nelle verifiche un angolo di attrito pari a 28°. Si considerano inoltre per il substrato al di sotto del piano di posa e per il materiale di riempimento a fianco delle fondazioni pesi specifici rispettivamente pari a 18 kN/m^3 e a 15 kN/m^3.

Verifica 1 - Massima azione assiale

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

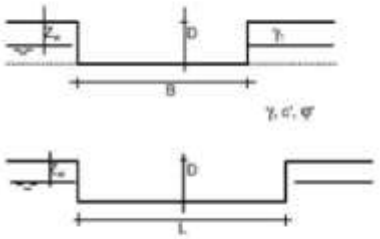
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

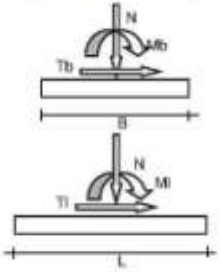
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni: permanenti	azioni: temporanee variabili	proprietà del terreno: tan φ'	proprietà del terreno: c'	resistenza: qlim	resistenza: scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		◉	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10





(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	1.80	(m)
L	=	100.00	(m)
D	=	0.50	(m)

βr = 0.00 (°)

βp = 0.00 (°)

AZIONI

	valori di input: permanenti	valori di input: temporaneo	Valori di calcolo
N [kN]	111.80		111.80
Mb [kNm]	32.90		32.90
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	3.30		3.30
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	3.30	0.00	3.30

Peso unità di volume del terreno

γ_r	=	15.00	(kN/mc)
γ	=	18.00	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	28.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	28.00	(°)

Profondità della falda

Zw	=	5.00	(m)

e_B =	0.29	(m)	B* =	1.21	(m)
e_L =	0.00	(m)	L* =	1.00	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 7.50 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18.00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan\varphi')}$

Nq = 14.72

$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 25.80

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan\varphi'$

Nγ = 16.72

Verifica 1 - Massima azione assiale

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1.00

$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1.00

$s_\gamma = 1 - 0{,}4^*B^* / L^*$

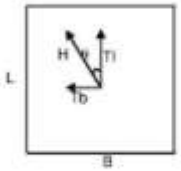
$s_\gamma =$ 1.00

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) =$ 0.00 $\quad \theta = \arctg(Tb/Tl) =$ 0.00 (°)

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) =$ 0.00 $\quad m =$ 2.00 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_l \sin^2\theta + m_b \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)



$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot\varphi'))^m$

$i_q =$ 0.94

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0.94

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 0.91

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\, D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1.15

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1.16

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1.00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\quad \beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1.00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1.00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1.00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\quad \beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1.00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1.00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1.00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 257.06 (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 92.29 (kN/m²)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 111.76 ≥ $q =$ 92.29 (kN/m²)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$Hd =$ 3.30 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

$Sd =$ 59.45 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$Sd / \gamma_{sc} =$ 54.05 ≥ $Hd =$ 3.30 (kN)

Verifica 2 - Minima azione assiale

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

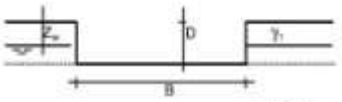
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

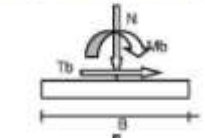
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

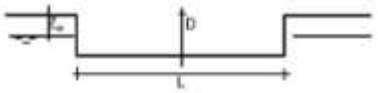
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

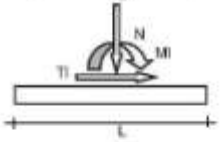
coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni: permanenti	azioni: temporanee variabili	proprietà del terreno: tan φ'	proprietà del terreno: c'	resistenze: qlim	resistenze: scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		◉	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10









(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	1.80	(m)
L	=	100.00	(m)
D	=	0.50	(m)

βr = 0.00 (°)

βp = 0.00 (°)

AZIONI

	valori di input: permanenti	valori di input: temporanei	Valori di calcolo
N [kN]	70.80		70.80
Mb [kNm]	32.90		32.90
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	3.30		3.30
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	3.30	0.00	3.30

Peso unità di volume del terreno

γ_r	=	15.00	(kN/mc)
γ	=	18.00	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	28.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	28.00	(°)

Profondità della falda

Zw	=	5.00	(m)

e_B =	0.46	(m)		B* =	0.87	(m)
e_L =	0.00	(m)		L* =	1.00	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 7.50 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 18.00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg\varphi')}$

Nq = 14.72

Nc = (Nq - 1)/tanφ'

Nc = 25.80

Nγ = 2*(Nq + 1)*tanφ'

Nγ = 16.72

Verifica 2 - Minima azione assiale

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^*Nq / (L^* Nc)$

$s_c =$ 1.00

$s_q = 1 + B^*\tan\varphi' / L^*$

$s_q =$ 1.00

$s_\gamma = 1 - 0{,}4^*B^* / L^*$

$s_\gamma =$ 1.00

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

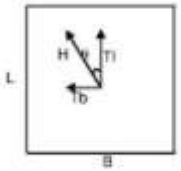
$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 0.00

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 0.00

$\theta = \arctg(Tb/Tl)$ = 0.00 (°)

m = 2.00 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_l \sin^2\theta + m_b \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)



$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot\varphi'))^m$

$i_q =$ 0.91

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

$i_c =$ 0.90

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot\varphi'))^{(m+1)}$

$i_\gamma =$ 0.87

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2\, D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$d_q =$ 1.17

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

$d_c =$ 1.18

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1.00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$b_q =$ 1.00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

$b_c =$ 1.00

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1.00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1.00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1.00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1.00

Carico limite unitario

$q_{lim} =$ 231.11 (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q =$ 81.32 (kN/m²)

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R =$ 100.48 ≥ $q =$ 81.32 (kN/m²)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

Hd = 3.30 (kN)

Azione Resistente

$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

Sd = 37.65 (kN)

Verifica di sicurezza allo scorrimento

Sd / γ_{sc} = 34.23 ≥ **Hd =** 3.30 (kN)

3.4.2 Verifica della fondazione a flessione

Dalle verifiche effettuate lato terreno, si osserva che la pressione più alta è stata ottenuta per la "verifica 1", con la massima azione assiale. In via cautelativa si applica la pressione così come calcolata nei precedenti fogli di verifica, senza togliere il peso della fondazione, come carico uniformemente distribuito sulla mensola costituita da un tratto di larghezza unitaria di fondazione, si ottiene pertanto:

$$|M_{Ed}| = \frac{\sigma_{fond} \cdot 1\,m \cdot (1.80\,m/2)^2}{2} = \frac{92.3\,kPa \cdot 1\,m \cdot (1.80\,m/2)^2}{2} = 7.4\,kNm$$

Si considera un'armatura longitudinale composta da **5+5ϕ14** (1+1ϕ14/200).

$|M_{Rd}|$ = 135.7 kNm > $|M_{Ed}|$ verifica soddisfatta

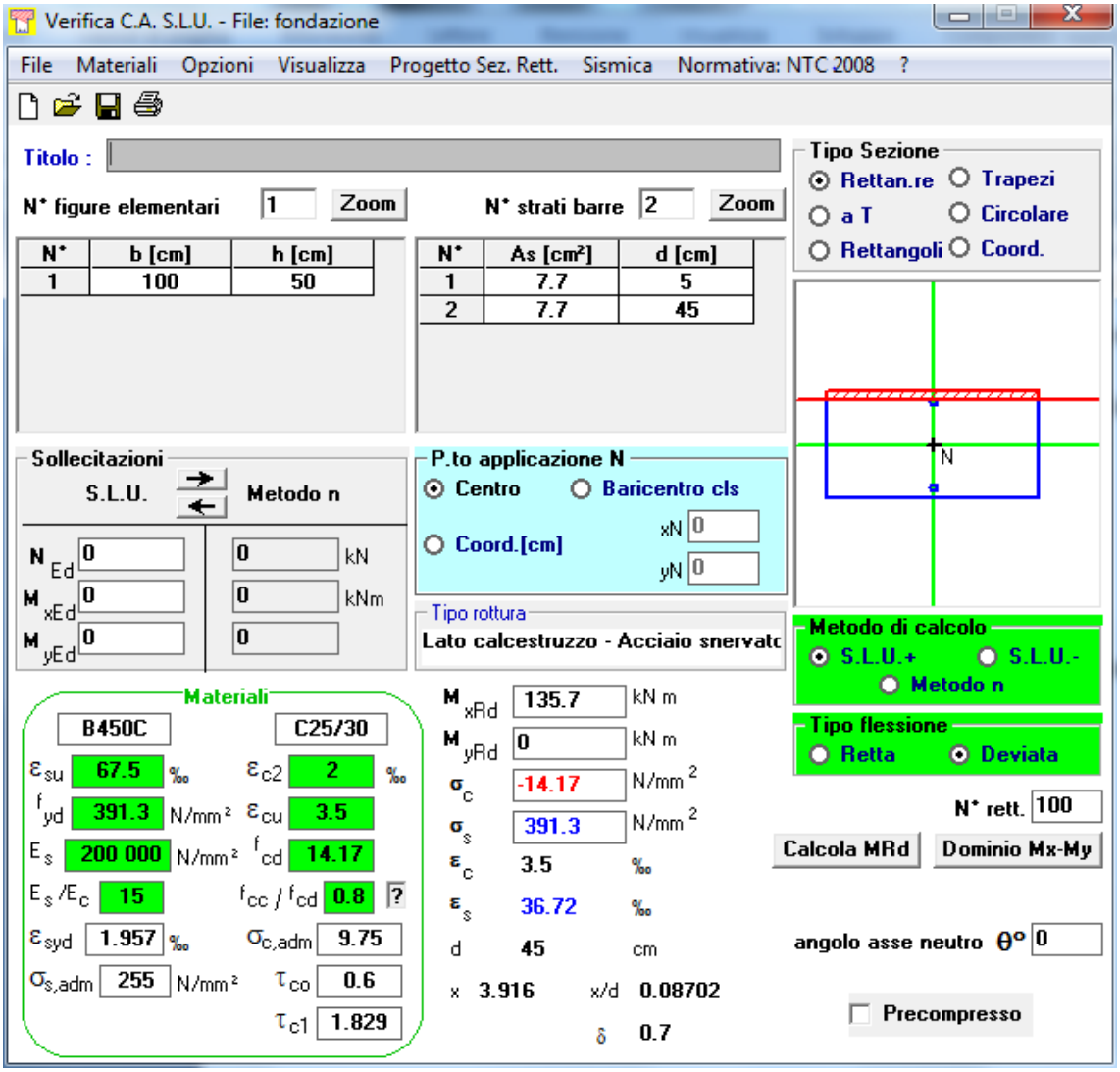


Figura 15 - Calcolo della resistenza della sezione allo Stato Limite Ultimo.

4. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono illustrati i criteri di calcolo e le verifiche statiche più significative condotte per il dimensionamento delle strutture previste nell'ambito dell'ampliamento della palestra scolastica esistente della Scuola primaria don Lorenzo Milani nel Comune di Pogliano Milanese.

Si fa riferimento alle sole opere afferenti al lotto II del progetto, che consiste nella realizzazione di una pensilina posta a copertura della tribuna di nuova formazione sul lato Ovest della palestra. La scelta progettuale di fondo è quella di mantenere l'ampliamento strutturalmente indipendente dalla struttura esistente.

Le verifiche condotte e le considerazioni presentate mostrano che le strutture ottemperano ai requisiti richiesti dalle norme tecniche vigenti (D.M. 14/01/2008).