

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:		

11 – OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIA

11.2 – GALLERIA NATURALE

RELAZIONE DI CALCOLO CUNICOLO DI FUGA

CODICE PROGETTO	NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16	11-08_P00_GN00_STR_RE05_A	11-08		/
	CODICE ELAB.		A	
	P00GN00STRRE05			
D				
C				
B				
A	EMISSIONE	Mar. 2020	Technital	Rossignoli M. Piccoli E. Pesce C.
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

SOMMARIO

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.1.	Calcestruzzo per fondazione ed elevazione.....	3
3.2.	Acciaio	3
4.	IPOTESI DI CALCOLO	4
4.1.	Parametri geotecnici dei terreni	4
4.2.	Parametri per la definizione dell'azione sismica.....	4
4.2.1.	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	4
4.2.2.	Parametri di pericolosità sismica	5
4.2.3.	Definizione dell'azione sismica	5
5.	ANALISI DEI CARICHI	8
5.1.	Peso proprio della struttura (g_1)	9
5.2.	Peso proprio del ricoprimento (g_2)	9
5.3.	Spinta del terreno in condizioni statiche (g_3).....	9
5.4.	Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)	10
5.5.	Azione sismica (q_6)	14
5.5.1.	Azione sismica orizzontale sullo scatolare "PPSISM"	14
5.5.2.	Azione sismica sul ricoprimento "RSISM"	14
5.6.	Incremento dinamico di spinta del terreno (TESISM)	15
6.	MODELLO DI CALCOLO	16
6.1.	Dati di input del modello.....	17
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	20
8.	SOLLECITAZIONI	25
9.	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI	28
9.1.	Sezioni di verifica	28
9.2.	Verifica SLU di presso-flessione	29

9.3.	Verifica SLU di taglio	30
9.4.	Verifica SLE di apertura delle fessure	32

INDICE DELLE FIGURE

Figura 5-1: Sezione trasversale	8
Figura 5-2: Peso proprio del ricoprimento "g ₂ "	9
Figura 5-3: Spinta statica del terreno "g ₃ "	10
Figura 5-4: Spinta per sovraccarico laterale "q _{lat} "	10
Figura 5-5: Carichi mobili da traffico [Schema di carico 1 – NTC 2018]	11
Figura 5-6: Geometria e diffusione dei carichi mobili	11
Figura 5-7: Impronta di carico corrispondente ad un carico tandem	12
Figura 5-8: Impronta di carico corrispondente a due carichi tandem	12
Figura 5-9: Disposizioni del carico mobile Q _{ik}	13
Figura 5-10: Azione sismica "PPSISM" + "RSISM"	15
Figura 5-11: Incremento dinamico di spinta del terreno "TESISM"	15
Figura 6-1: Modello di calcolo in SAP2000	16
Figura 6-2: Modello di calcolo - Numerazione dei nodi	16
Figura 7-1: Disposizioni dei carichi SLU	22
Figura 7-2: Disposizioni dei carichi SLE	24
Figura 8-1: Involuppo SLU/SLV dei momenti flettenti [kNm/m - SAP2000]	25
Figura 8-2: Involuppo SLU/SLV delle azioni assiali [kN/m - SAP2000]	25
Figura 8-3: Involuppo SLU/SLV delle azioni taglianti [kN/m - SAP2000]	26
Figura 8-4: Involuppo SLE dei momenti flettenti [kNm/m - SAP2000]	26
Figura 8-5: Involuppo SLE delle azioni taglianti [kN/m - SAP2000]	27
Figura 9-1: Sezioni di verifica	28
Figura 9-2: Sezione di calcolo per le verifiche a pressoflessione [Eng8]	29
Figura 9-3: Diagramma M-N resistente [Eng8]	30
Figura 9-4: Stato Limite di Fessurazione [Eng8]	34

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4-1: Valori del coefficiente d'uso C _u [NTC 2018]	4
Tabella 4-2: Espressioni di S _s [NTC 2018]	6
Tabella 4-3: Espressioni di S _T [NTC 2018]	7
Tabella 7-1: Coefficienti di combinazione adottati	20
Tabella 7-2: Combinazioni SLU adottate	21
Tabella 7-3: Combinazioni SLU adottate	23
Tabella 9-1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione [NTC 2018]	32
Tabella 9-2: Descrizione delle condizioni ambientali [NTC 2018]	32
Tabella 9-3: Risultati verifica a fessurazione [Eng8]	34

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il calcolo statico del cunicolo di sicurezza in calcestruzzo armato sottostante la galleria di Mondovì. Tale cunicolo prefabbricato ha la funzione di via di fuga in caso di incendio ed è destinato ad essere posizionato per conci al di sotto della piattaforma stradale.

Il cunicolo, che interessa longitudinalmente tutta la galleria, è composto da conci prefabbricati a forma di "U" rovesciata di dimensioni interne 2.80x2.30 m e lunghezza 2.45 m.

La struttura del prefabbricato è composta da una soletta di larghezza 3.20 m sostenuta da due piedritti di altezza 2.50 m per uno sviluppo totale esterno di 8.3 m. Sia la soletta che i piedritti hanno uno spessore costante pari a 20 cm ed il peso totale di ciascun concio è pari a circa 95 kN. Il collegamento tra soletta e piedritti è realizzato mediante spigoli smussati a 45°, al fine di mitigare eventuali fessurazioni tra manufatto e sottofondo stradale.

Il cunicolo appoggia su una soletta in calcestruzzo gettato in opera ed è vincolato alla base mediante un ulteriore getto in calcestruzzo che ne blocca gli spostamenti orizzontali. Tale condizione individua un vincolo assimilabile ad una cerniera semplice.

Longitudinalmente i conci sono collegati mediante un giunto a dente semplice realizzato sia sui piedritti che in soletta. Infine, uno strato di impermeabilizzazione, posizionato su tutta la parte esterna del cunicolo, contribuirà alla sua monoliticità.

Il calcolo della struttura riportato di seguito è stato svolto adottando il metodo degli elementi finiti implementato dal codice di calcolo SAP2000 mentre le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite con il metodo degli stati limite.

Per le caratteristiche geometriche dei conci e i relativi particolari costruttivi si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente testo.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'opera è conforme alla normativa vigente, ed in particolare:

- DM 17/01/2018: "Norme tecniche per le costruzioni", abbreviate nel seguito con l'acronimo "NTC 2018";
- Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- UNI 11104:2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità"- istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- generali";
- EC8_UNI EN 1998-5:2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti:

3.1. Calcestruzzo per fondazione ed elevazione

- Classe di resistenza: C35/45
- Classe di esposizione: XC4
- Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 45.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 21.1 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E = 33342 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro: 40 mm

3.2. Acciaio

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

In accordo con le NTC 2018, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio

4. IPOTESI DI CALCOLO

4.1. Parametri geotecnici dei terreni

Il dimensionamento dell'opera è stato eseguito considerando un terreno di rinfianco laterale e di copertura avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso di volume $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi' = 34^\circ$
- coesione $c' = 0 \text{ kN/m}^2$

Dalle indagini e dalle valutazioni eseguite il suolo in cui è realizzata la galleria, dal punto di vista sismico, è assimilabile alla categoria B.

4.2. Parametri per la definizione dell'azione sismica

4.2.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2018, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

Il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tabella 4-1: Valori del coefficiente d'uso C_U [NTC 2018]

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = III, tale coefficiente vale $C_U = 1.5$ e quindi:

$$V_R = 75 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

da cui si ottiene il tempo di ritorno dell'azione sismica:

$$T_R = 711.84 \text{ anni}$$

4.2.2. Parametri di pericolosità sismica

Fissato il periodo di riferimento dell'opera e quindi il Tempo di ritorno dell'azione sismica, si può definire l'azione sismica sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per l'opera in oggetto occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T_c^*) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

Ubicazione dell'opera: Mondovì (CN)

Parametri di pericolosità sismica agli SLV:

- $a_g = 0,088 g$
- $F_0 = 2,645$

4.2.3. Definizione dell'azione sismica

In accordo con i § 7.11.6.1 e 7.11.6.2.1 delle NTC, l'analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l'equilibrio limite dell'opera e del cuneo di terreno a tergo dell'opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d'inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno portato (ricoprimento).

Inerzia dello scatolare e del terreno portato

È rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Il coefficiente sismico orizzontale, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, è valutato con la seguente formula:

$$k_H = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

Dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità;
- $\beta_m = 1,00$ è un coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.I delle NTC. Nel caso di opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a_g = (S_S * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC.

Tali coefficienti di amplificazione si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche, riportate per comodità qui di seguito.

Tabella 4-2: Espressioni di S_S [NTC 2018]

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

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

Tabella 4-3: Espressioni di S_T [NTC 2018]

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

Considerando la categoria di sottosuolo B e la categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di a_{max} pari a:

$$a_{max} = 1.20 * 1.0 * 0.088 = 0,1056 g$$

Il coefficiente sismico orizzontale assume di conseguenza il valore (arrotondato per semplicità):

$$k_H = 0.106$$

Le forze d'inerzia orizzontali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_0 = k_H * W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

5. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta lo schema rappresentativo della sezione trasversale tipo con l'indicazione dei principali elementi geometrici caratterizzanti lo scatolare, utilizzati nell'analisi dei carichi parametrica effettuata a metro lineare di struttura. Le azioni derivanti dai carichi mobili sono assunti assimilando lo scatolare ad un ponte stradale di 1^a categoria.

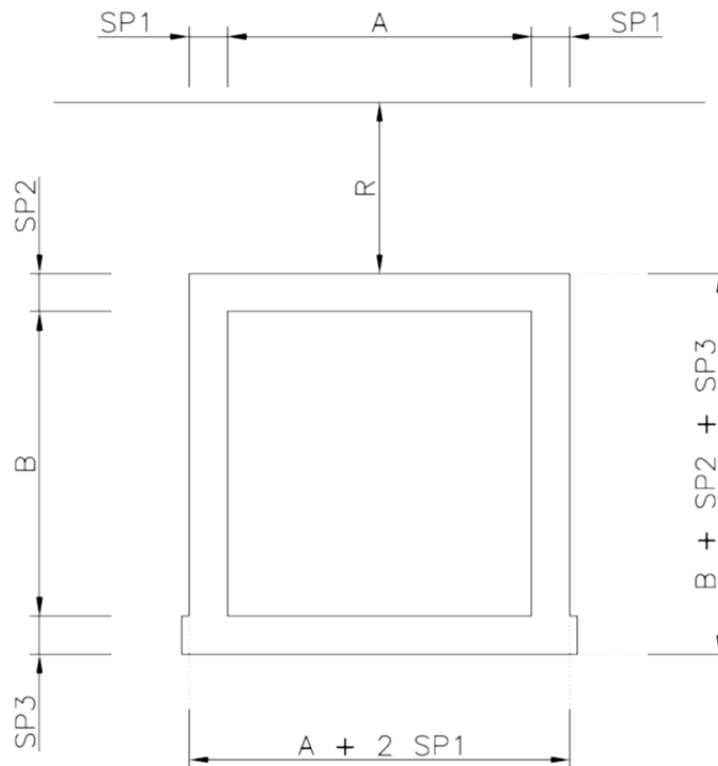


Figura 5-1: Sezione trasversale

Parametri geometrici dello scatolare:

- $A = 2.80$ m larghezza interna;
- $B = 2.30$ m altezza interna;
- $SP1 = 0.20$ m spessore dei piedritti;
- $SP2 = 0.20$ m spessore soletta superiore;
- $SP3 = 0.40$ m spessore soletta inferiore;
- $R = 0,5$ m ricoprimento sullo scatolare.

In realtà, come già spiegato, la struttura è considerata vincolata alla base mediante delle cerniere ed in tal modo sarà considerata nel modello agli elementi finiti.

5.1. Peso proprio della struttura (g_1)

Si assume per il calcestruzzo un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Sulle solette e piedritti agisce, per effetto del peso proprio, una forza uniformemente distribuita pari a:

$$g_1 = \gamma_c * SP_i [kN/m] \quad \text{per } i = 1-3$$

Tale forza viene computata automaticamente dal programma di calcolo.

5.2. Peso proprio del ricoprimento (g_2)

Il ricoprimento (R) dello scatolare comprende lo spessore della pavimentazione stradale (pav) e lo spessore del rilevato soprastante la soletta (ter), per i quali si considera un peso specifico pari rispettivamente a $\gamma_p = 22 \text{ kN/m}^3$

Il peso proprio del ricoprimento è applicato come carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore:

$$g_2 = \gamma_p * R \quad [kN/m]$$

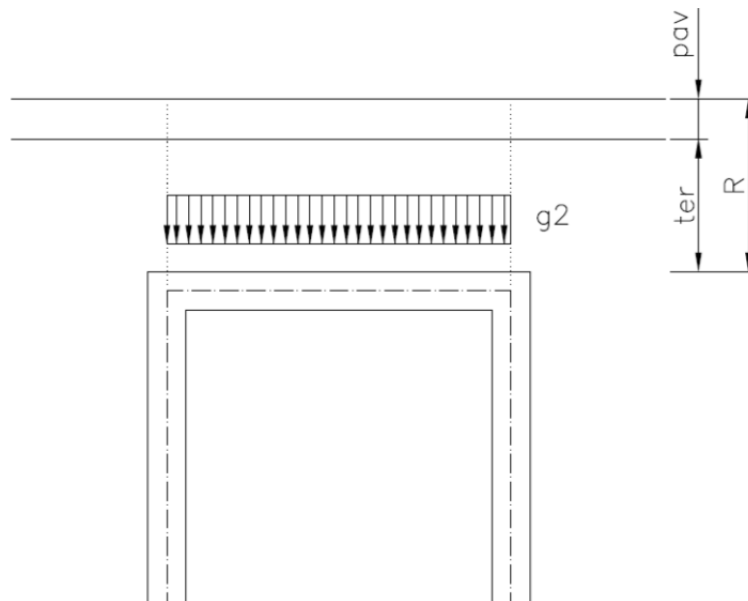


Figura 5-2: Peso proprio del ricoprimento " g_2 "

5.3. Spinta del terreno in condizioni statiche (g_3)

La struttura chiusa dello scatolare consente di affermare che il manufatto è soggetto a deformazioni molto contenute e pertanto si considera sui piedritti la spinta del terreno in condizioni di riposo, utilizzando il coefficiente di spinta:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

La pressione del terreno agente alle profondità degli assi baricentrici delle solette vale:

$$g_{3,a} = K_0 * [\gamma_t * SP2/2 + \gamma_p * R][kN/m]$$

$$g_{3,b} = g_{3,a} + K_0 * \gamma_t * [B + 1/2 (SP2 + SP3)][kN/m]$$

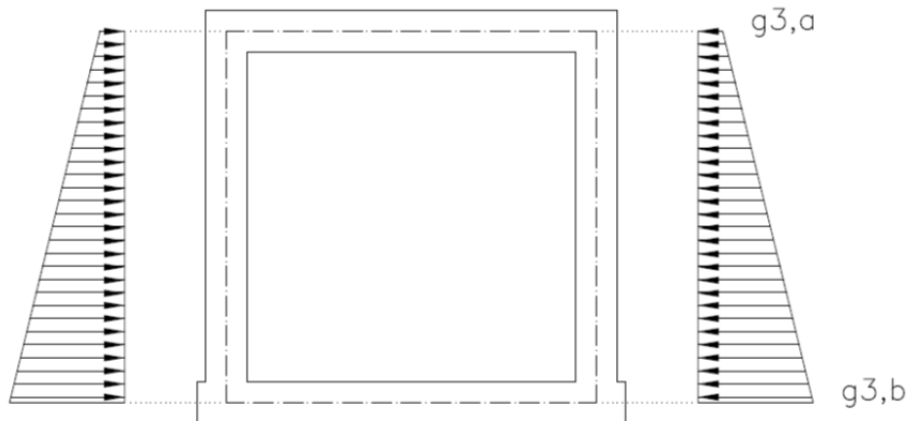


Figura 5-3: Spinta statica del terreno "g3"

5.4. Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)

Lateralmente allo scatolare si considera un sovraccarico d'esercizio pari a:

$$p_{lat} = 20 \text{ kN/m}^2$$

il cui effetto sullo scatolare è una pressione uniforme su ciascun piedritto pari a:

$$q_{lat} = K_0 * p_{lat}$$

Le pressioni laterali sono applicate sia singolarmente su un piedritto alla volta, sia contemporaneamente su entrambi i piedritti.

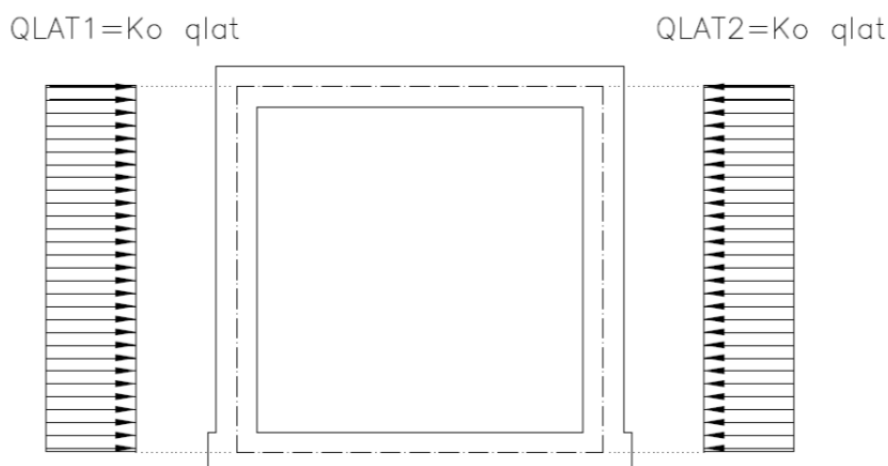


Figura 5-4: Spinta per sovraccarico laterale " q_{lat} "

In campata, invece, si considerano 1 o 2 colonne dello schema di carico mobile 1 ripartito per diffusione dalla superficie stradale all'asse della soletta superiore.

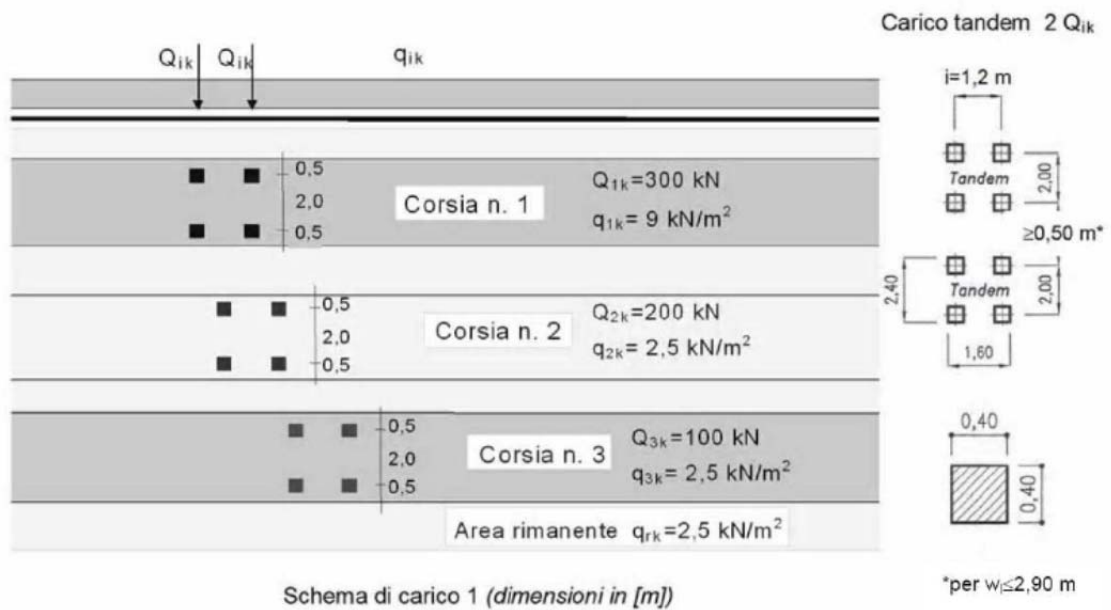


Figura 5-5: Carichi mobili da traffico [Schema di carico 1 – NTC 2018]

Si ipotizza una diffusione di 1:2 all'interno del ricoprimento e 1:1 nella soletta di calcestruzzo.

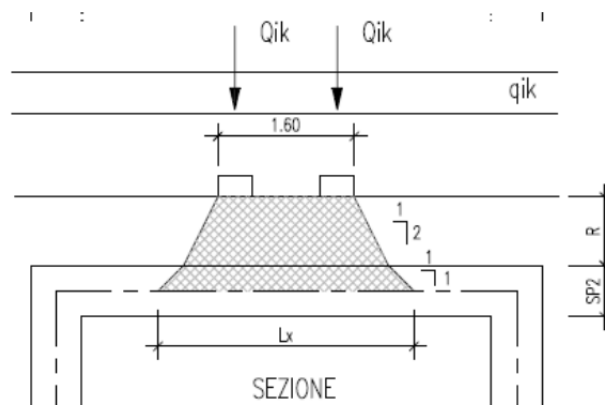


Figura 5-6: Geometria e diffusione dei carichi mobili

La larghezza dell'impronta di carico nella direzione trasversale allo scatolare vale (vedi Figura 5-6):

$$L_x = 1,60 + R + SP2 [m]$$

Nell'altra direzione, parallela all'asse dello scatolare:

Per una colonna di carico (rif. Figura 5-7):

$$L_{y1} = 2,40 + R + SP2 [m]$$

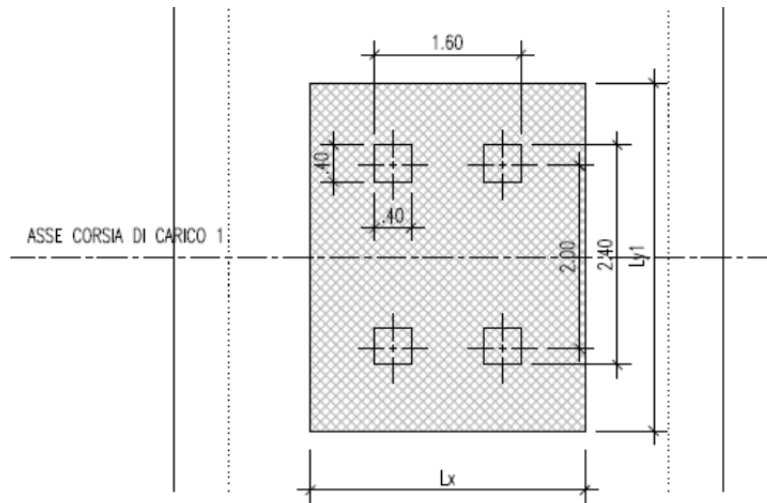


Figura 5-7: Impronta di carico corrispondente ad un carico tandem

Per due colonne di carico (rif. Figura 5-8)

$$L_{y2a} = 5,40 + R + SP2[m]$$

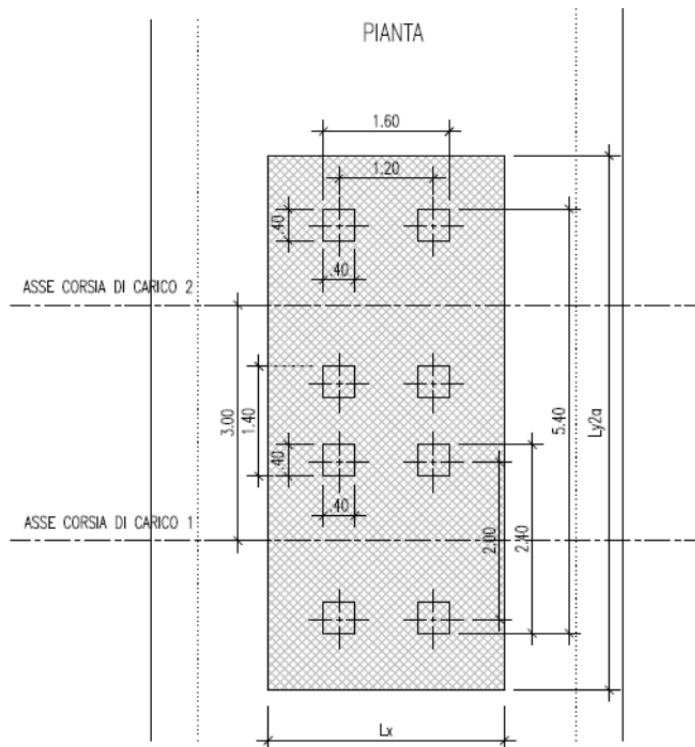


Figura 5-8: Impronta di carico corrispondente a due carichi tandem

Nel caso la larghezza di sovrapposizione delle superfici di diffusione sia superiore a 1 m, si considera la somma delle pressioni generate dalle due colonne prese singolarmente.

Il carico ripartito agente sulla soletta sarà il massimo fra i seguenti valori:

$$q_I = 600 / (L_x * L_{y1}) \quad \text{considerando 1 corsia di carico}$$

$$q_{IIa} = (600 + 400) / (L_x * L_{y2}) \quad \text{considerando 2 corsie di carico}$$

$$q_{IIb} = (600 + 400) / (L_x * L_{y1}) \quad \text{nel caso si consideri la sovrapposizione}$$

$$q = \max \{q_I; q_{IIa}; q_{IIb}\}$$

Oltre al carico tandem ripartito si applica il carico uniformemente ripartito su tutta la soletta e pari a:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

Entrambe le azioni sono comprensive del coefficiente dinamico.

Se il carico ripartito totale, dato dalla somma di $q + q_{1k}$, risulta inferiore al carico convenzionale applicato a lato dello scatolare (p_{lat}), si applicherà quest'ultimo anche sulla soletta dello scatolare. Questo caso può verificarsi generalmente per spessori di ricoprimento elevati che garantiscono un'elevata superficie di diffusione del carico tandem.

Nel caso in cui L_x sia minore della larghezza dello scatolare, misurata dagli assi dei piedritti (A+SP1), il carico q , agente sulla soletta superiore, sarà applicato in due posizioni diverse:

" q_m ": Carico q centrato nella mezzeria della soletta superiore, per la determinazione del massimo momento in campata.

" q_v ": Carico q in adiacenza al piedritto sinistro, per la determinazione del massimo taglio sulla soletta.

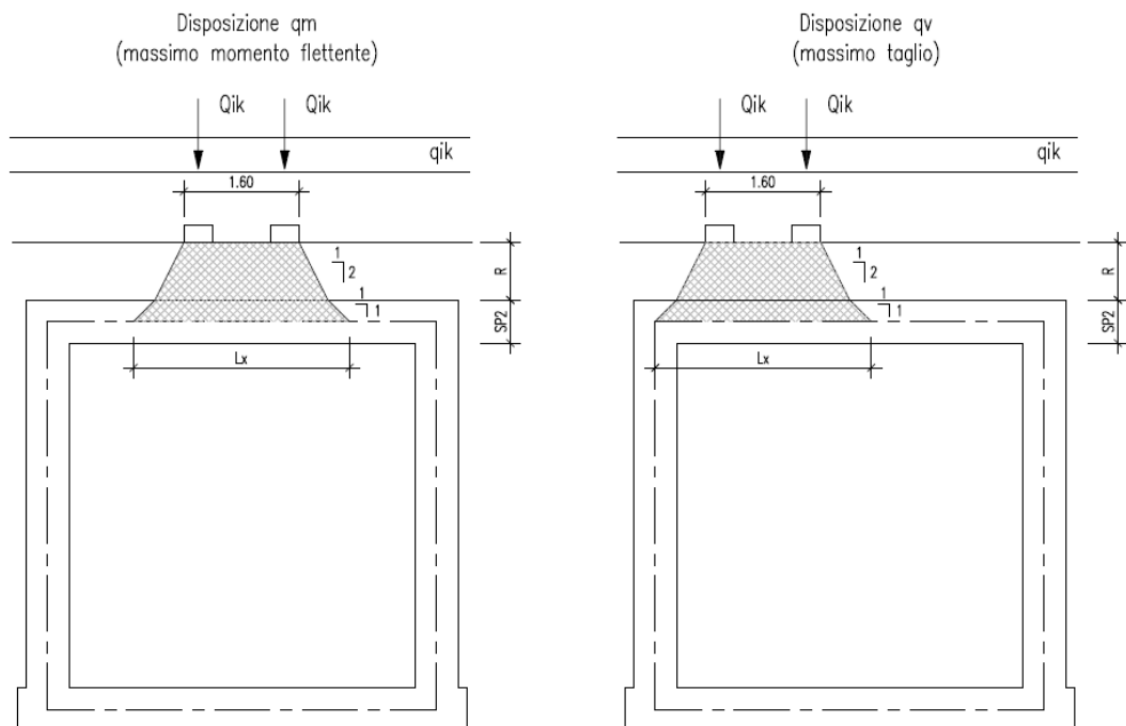


Figura 5-9: Disposizioni del carico mobile Q_{ik}

5.5. Azione sismica (q_6)

Come dichiarato in precedenza, si adotta il criterio dell'analisi pseudo-statica con riferimento ai coefficienti definiti al paragrafo 4.2, ipotizzando che le masse interessate dall'azione sismica siano quelle del peso proprio della struttura e dei sovraccarichi permanenti (ricoprimento).

5.5.1. Azione sismica orizzontale sullo scatolare "PPSISM"

Il peso della soletta superiore totale e uniformemente distribuito vale rispettivamente:

$$W_s = \gamma_c * SP2 * (A + 2 * SP1)[kN]$$

$$w_s = W_s / (A + SP1)[kN/m]$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta valgono:

$$f_{hs} = k_H * w_s[kN/m]$$

Analogamente per i piedritti, essendo:

$$W_p = \gamma_c * SP1 * B[kN]$$

$$w_p = W_p / (B + SP2/2 + SP3/2)[kN/m]$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sui piedritti valgono:

$$f_{hp} = k_H * w_p[kN/m]$$

5.5.2. Azione sismica sul ricoprimento "RSISM"

L'azione sismica sul ricoprimento verrà calcolata considerando l'intera altezza del ricoprimento $R^* = R$.

Il peso, totale e uniformemente distribuito, del ricoprimento $R^* = R$ sulla soletta superiore vale rispettivamente:

$$W_R^* = g_2 * (A + 2 * SP1)[kN]$$

$$w_R^* = W_R^* / (A + SP1)[kN/m]$$

La forza sismica orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta risulta:

$$f_{hR}^* = k_H * w_R^*[kN/m]$$

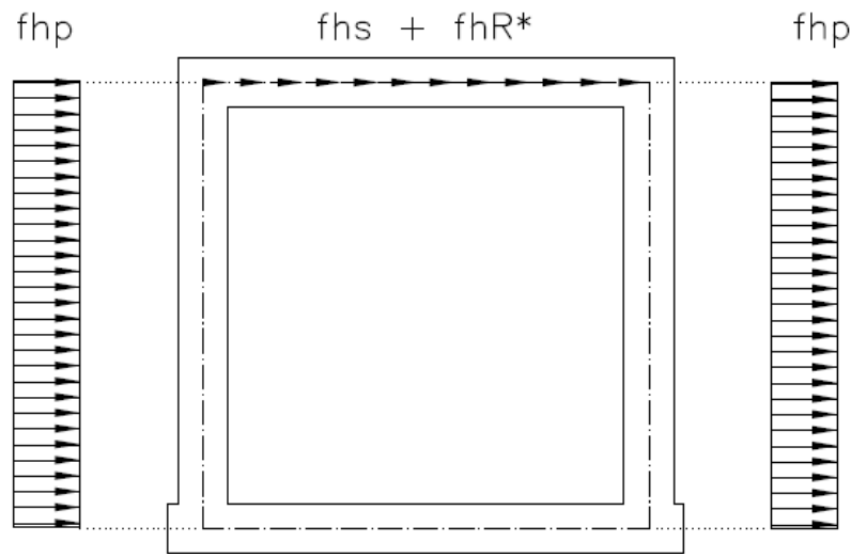


Figura 5-10: Azione sismica "PPSISM" + "RSISM"

5.6. Incremento dinamico di spinta del terreno (TESISM)

L'incremento dinamico di spinta del terreno per strutture rigide con pareti verticali, può essere calcolato con la formula di Wood:

$$\Delta P_d = a_{max} * \gamma_t * (B + SP2 + SP3)^2 [kN]$$

Tale azione si considera agente indipendentemente dall'altezza del ricoprimento (R) e risulta distribuita uniformemente sul piedritto, in modo che la risultante sia applicata a metà altezza del piedritto come illustrato nella Figura 5-11.

I valori di tale pressione al nodo superiore ed inferiore di ciascun piedritto sono:

$$p_{ts1} = p_{ts2} = \Delta P_d / [B + \frac{1}{2} (SP2 + SP3)] [kN/m]$$

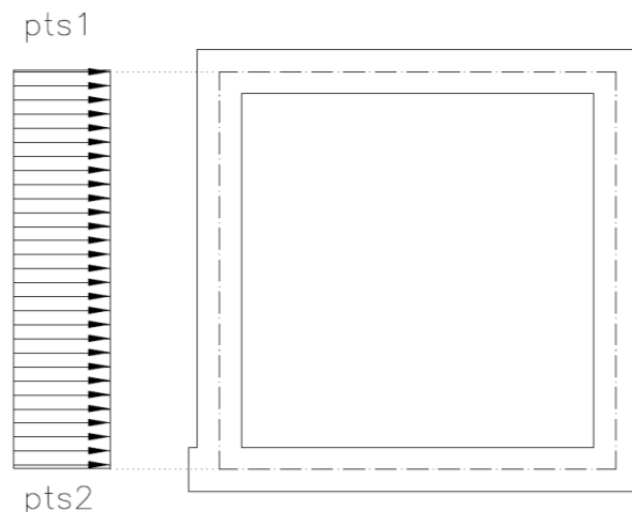


Figura 5-11: Incremento dinamico di spinta del terreno "TESISM"

6. MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi strutturale è caratterizzato da elementi tipo beam di sezione rettangolare con base unitaria e altezza pari allo spessore degli elementi strutturali.

Lo schema statico adottato è quello di telaio piano a portale incernierato alla base con assi posti lungo la mezzeria delle solette e piedritti.

L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

L'analisi strutturale è condotta sui singoli elementi "beam" che compongono il telaio, applicando a solette e i piedritti ai carichi analizzati al precedente capitolo 5.

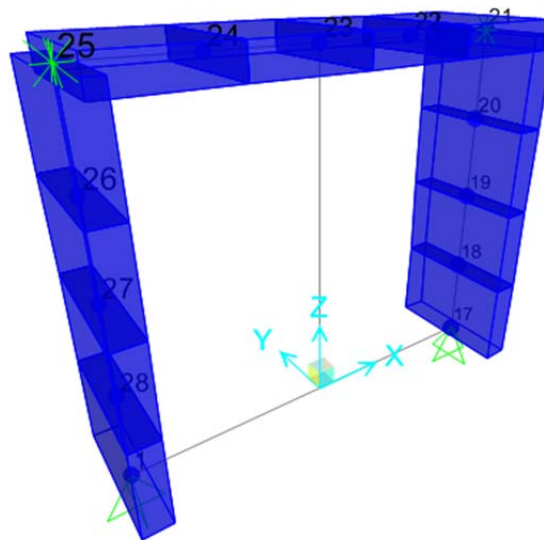


Figura 6-1: Modello di calcolo in SAP2000

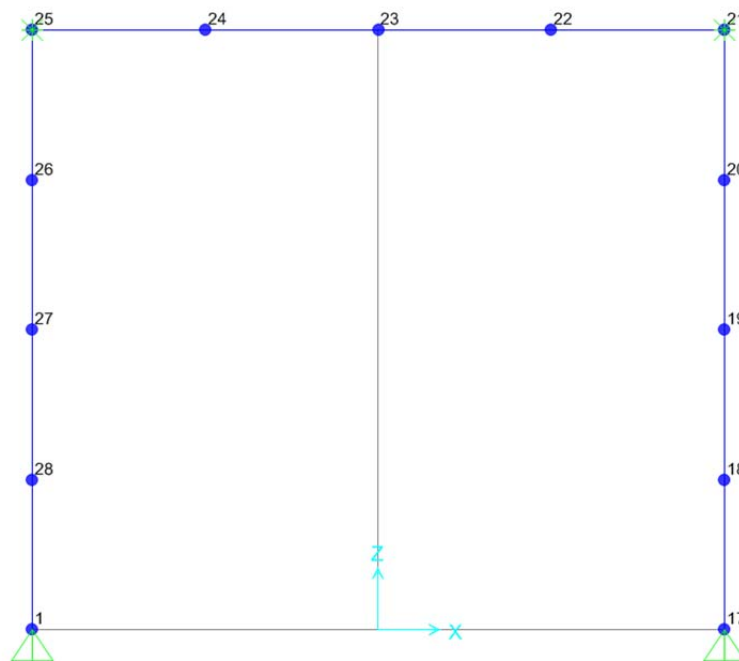


Figura 6-2: Modello di calcolo - Numerazione dei nodi

6.1. Dati di input del modello

Geometria dello scatolare e dei sovraccarichi

A =	2.80	m	Larghezza interna netta scatolare
B =	2.30	m	Altezza interna netta dello scatolare
SP1 =	0.20	m	Spessore dei piedritti laterali
SP2 =	0.20	m	Spessore della soletta superiore
R =	0.50	m	Ricoprimento totale sullo scatolare

Analisi dei carichi agenti su una striscia di 1.00m

Carichi permanenti elementari

γ_c =	25	kN/m ³	Peso specifico del calcestruzzo
γ_p =	22	kN/m ³	Peso specifico medio della pavimentazione
γ_t =	19	kN/m ³	Peso specifico medio del terreno

Peso proprio della struttura (g_1)

Carico computato automaticamente dal modello

pp_1 =	5.0	kN/m	sui piedritti laterali
pp_2 =	5.0	kN/m	sulla soletta superiore
pp_3 =	10.0	kN/m	sulla soletta inferiore

Peso proprio del ricoprimento (g_2)

g_2 =	11.73	kN/m	Carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore
---------	-------	------	--

Spinta statica del terreno (g_3)

K_0 =	0.441		Coefficiente di spinta a riposo
$g_{3,a}$ =	5.82	kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo superiore del piedritto

$g_{3,b} =$	31.03	kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo inferiore del piedritto
-------------	-------	------	---

Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)

$p_{lat} =$	20	kN/m	Sovraccarico accidentale laterale
$q_{lat} =$	8.82	kN/m	Spinta laterale per sovraccarico accidentale
$2Q_{1k} =$	600	kN	Carico mobile $2Q_{1k}$ (2 assi x 300 kN)
$\alpha_1 =$	27	°	Angolo di diffusione del carico nel ricoprimento
$\alpha_2 =$	45	°	Angolo di diffusione del carico nella soletta
$L_x =$	2.30	m	Larghezza dell'impronta di un asse di carico in asse soletta
$L_{y1} =$	3.10	m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 1 colonna
$L_{y2} =$	6.10	m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 2 colonne
$q_i =$	84.15	kN/m	Carico ripartito di un asse (1 corsia di carico)
$q_{lla} =$	71.28	kN/m	Carico ripartito di un asse (2 corsie di carico)
Sovrapp. =	0.10	m	< 1,0 m
$q_{lib} =$	140.25	kN/m	Carico relativo alle zone di sovrapposizione (se sovrapp. > 1,0m)
Carico applicato nel modello:			
$q =$	84.15	kN/m	sulla soletta superiore per una larghezza L_x
Inoltre su tutta la soletta superiore si applica il carico distribuito			
$q_{1,k} =$	9.00	kN/m ²	

Azione sismica (q_6)

Azione sismica sullo scatolare "PPSISM"

Soletta superiore

$W_s =$	16.00	kN	Peso totale soletta superiore
$w_s =$	5.33	kN/m	Peso soletta distribuito sulla larghezza del modello

$f_{hs} =$	0.56	kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita
------------	------	------	---

Piedritti

$W_p =$	11.50	kN	Peso totale di un piedritto laterale
$w_p =$	4.42	kN/m	Peso totale di un piedritto laterale / altezza modello
$f_{hp} =$	0.47	kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Azione sismica sul ricoprimento della soletta superiore "RSISM"

$R^* =$	0.50	m	Altezza del ricoprimento considerata nel calcolo dell'inerzia
$W_r^* =$	11.73	kN/m	Peso del ricoprimento o porzione di esso da considerare
$f_{hr}^* =$	1.24	kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Incremento dinamico di spinta del terreno "TESISM"

ΔP_d	19.74	kN	Incremento di spinta sismica secondo Wood
$pts_1 =$	7.51	kN/m	Pressione al nodo superiore del piedritto per effetto di ΔP_d
$pts_2 =$	7.51	kN/m	Pressione al nodo inferiore del piedritto per effetto di ΔP_d

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni caratteristiche vengono combinate nel modello al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Per chiarezza si riportano le denominazioni sintetiche utilizzate per le varie azioni caratteristiche e una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza utilizzati per i diversi gruppi di combinazioni considerate.

g1	Peso proprio dello scatolare
g2	Peso proprio del ricoprimento
g3	Spinta statica del terreno
q1m	Carico mobile Qik in mezzeria soletta
q1v	Carico mobile Qik a filo piedritto sinistro
q1k	Carico mobile uniform. distribuito su tutta la soletta
QLAT1	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto sinistro
QLAT2	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto destro
PPSISM	Azione sismica orizzontale sullo scatolare
RSISM	Azione sismica orizzontale sul ricoprimento
TESISM	Incremento dinamico di spinta del terreno

Tabella 7-1: Coefficienti di combinazione adottati

Azioni Comb.	P.P. g1	P.Ric. g2	Spinta Terreno g3	Traffico q1	Sovracc. laterale qlat	Sisma q6	Verifiche	
UI-1	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	SLU	
UI-2	1.00	1.00	1.35	0.00	0.00	0.00		
UI-3	1.35	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00		
UII-1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00		
UII-2	1.00	1.00	1.35	0.00	1.35	0.00		
UII-3	1.35	1.35	1.00	1.35	0.00	0.00		
UV	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00		
QP	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00		SLE
FR	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00		

Di seguito si riportano in dettaglio le combinazioni considerate:

Combinazioni per le verifiche SLU:

Tabella 7-2: Combinazioni SLU adottate

	Azione	Coefficiente di combinazione
UI_1	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1.35
UI_2	g1	1
	g2	1
	g3	1.35
UI_3	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1
UII_1_A	UI_1	1
	QLAT1	1.35
UII_1_B	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
UII_1_C	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1m	1.35
UII_1_D	UI_1	1
	q1k	1.35
	q1m	1.35
UII_1_E	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	q1k	1.35
	q1v	1.35
UII_1_F	UI_1	1
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1v	1.35
UII_1_G	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1v	1.35
UII_2_A	UI_2	1
	QLAT1	1.35
UII_2_B	UI_2	1
	QLAT1	1.35
UII_2_B	QLAT2	1.35
	UI_2	1
UII_2_F	QLAT2	1.35
	UI_3	1
UII_3_D	q1k	1.35
	q1m	1.35

	Azione	Coefficiente di combinazione
U11_3_H	UI_3	1
	q1k	1.35
	q1v	1.35
UV_1	g1	1
	g2	1
	g3	1
	PPSISM	1
	RSISM	1
	TESISM	1

Nella tabella di pagina seguente si illustra la disposizione dei carichi da traffico utilizzata.

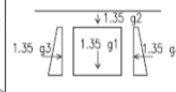
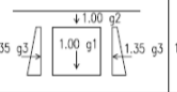
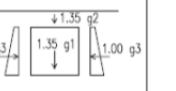


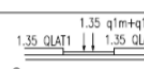
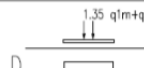
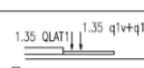
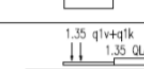
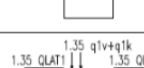
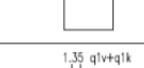
COMBINAZIONI SLU			
Coefficienti azioni permanenti Disposizione carichi mobili	Gruppo UI_1	Gruppo UI_2	Gruppo UI_3
			
	U11_1_A	U11_2_A	
	U11_1_B	U11_2_B	
	U11_1_C		
	U11_1_D		U11_3_D
	U11_1_E		
	U11_1_F	U11_2_F	
	U11_1_G		
			U11_3_H

Figura 7-1: Disposizioni dei carichi SLU

Combinazioni per le verifiche SLE:

Tabella 7-3: Combinazioni SLU adottate

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
QP	g1	1
	g2	1
	g3	1
FR_A	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
FR_B	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
FR_C	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1m	0.75
FR_D	g1	1
	g2	1
	g3	1
	q1k	0.75
	q1m	0.75
FR_E	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
FR_F	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
FR_G	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
FR_H	g1	1
	g2	1

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
	g3	1
	q1k	0.75
	q1v	0.75

Nella tabella di pagina seguente si illustra la disposizione dei carichi da traffico utilizzata.

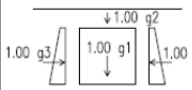
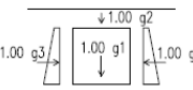









COMBINAZIONI SLE		
Coefficiente azioni permanenti Disposizione carichi mobili	Quasi Permanente	Frequente
		
	QP	
1.35 QLAT1 		FR_A
1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 		FR_B
1.35 q1m+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 		FR_C
1.35 q1m+q1k 		FR_D
1.35 QLAT1 1.35 q1v+q1k 		FR_E
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT2 		FR_F
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 		FR_G
1.35 q1v+q1k 		FR_H

Figura 7-2: Disposizioni dei carichi SLE

8. SOLLECITAZIONI

Si riportano le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo.

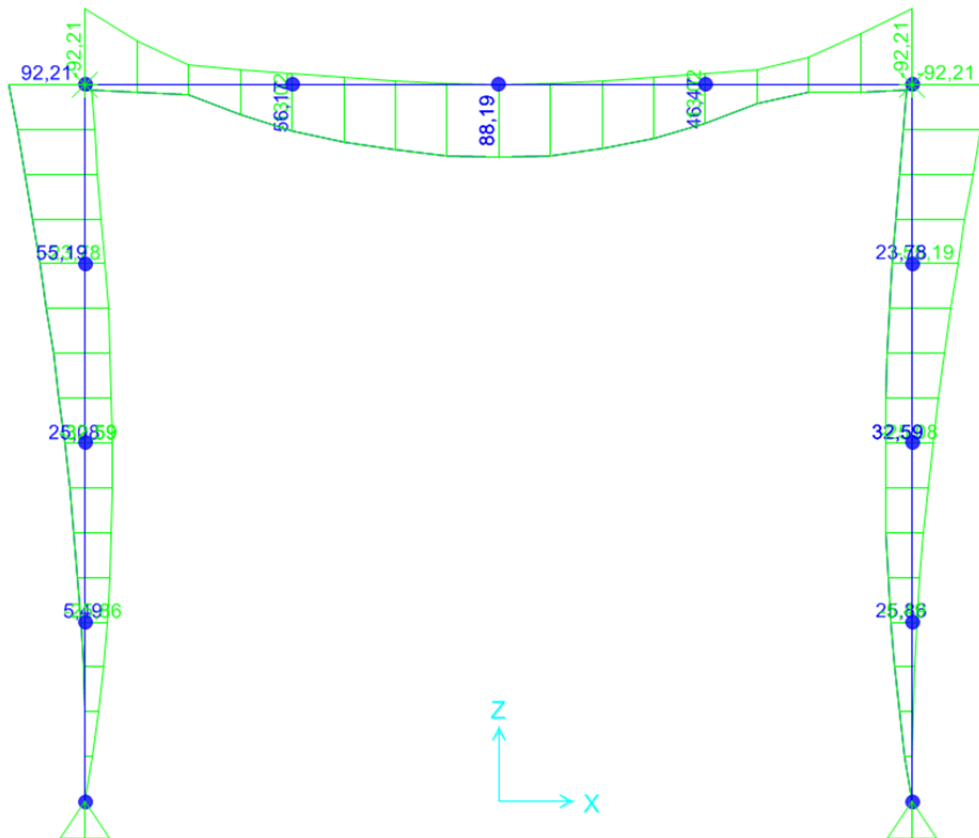


Figura 8-1: Involucro SLU/SLV dei momenti flettenti [kNm/m - SAP2000]

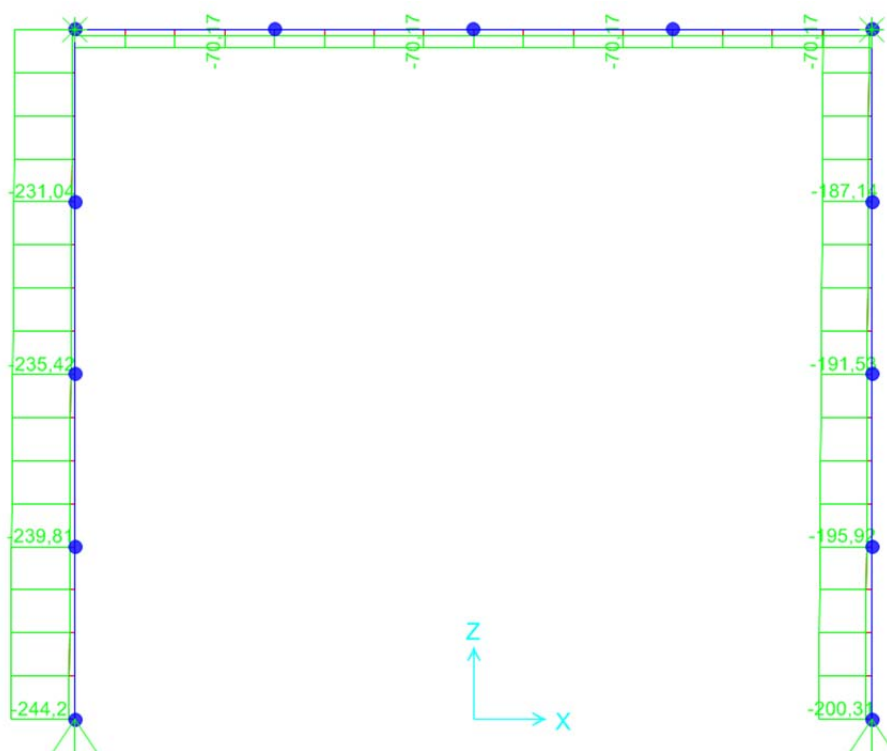


Figura 8-2: Involucro SLU/SLV delle azioni assiali [kN/m - SAP2000]

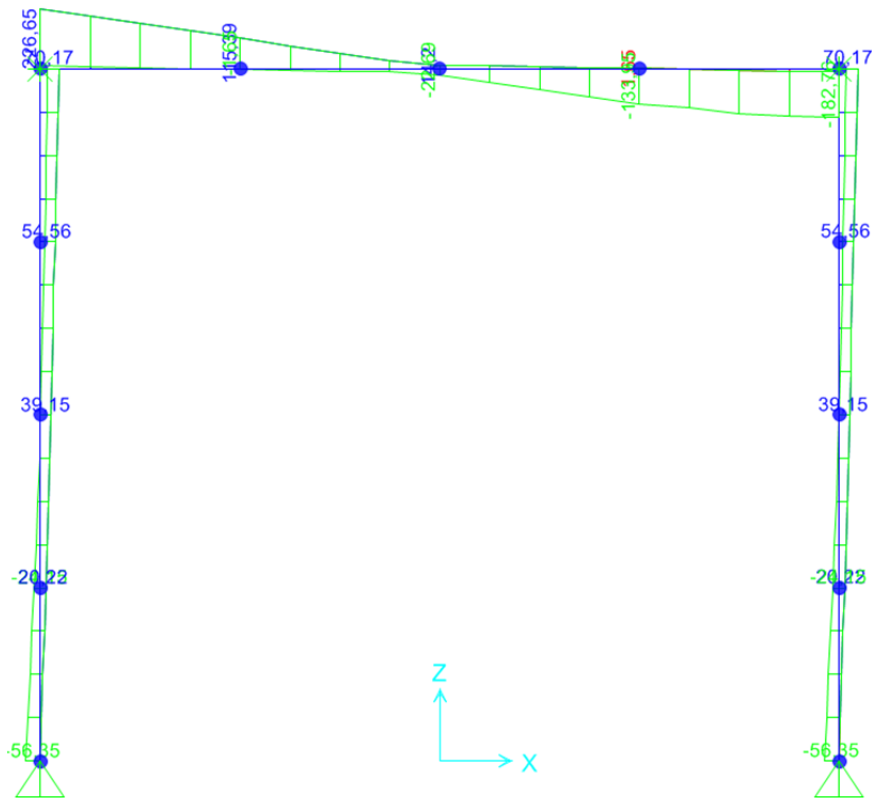


Figura 8-3: Involuppo SLU/SLV delle azioni taglianti [kN/m - SAP2000]

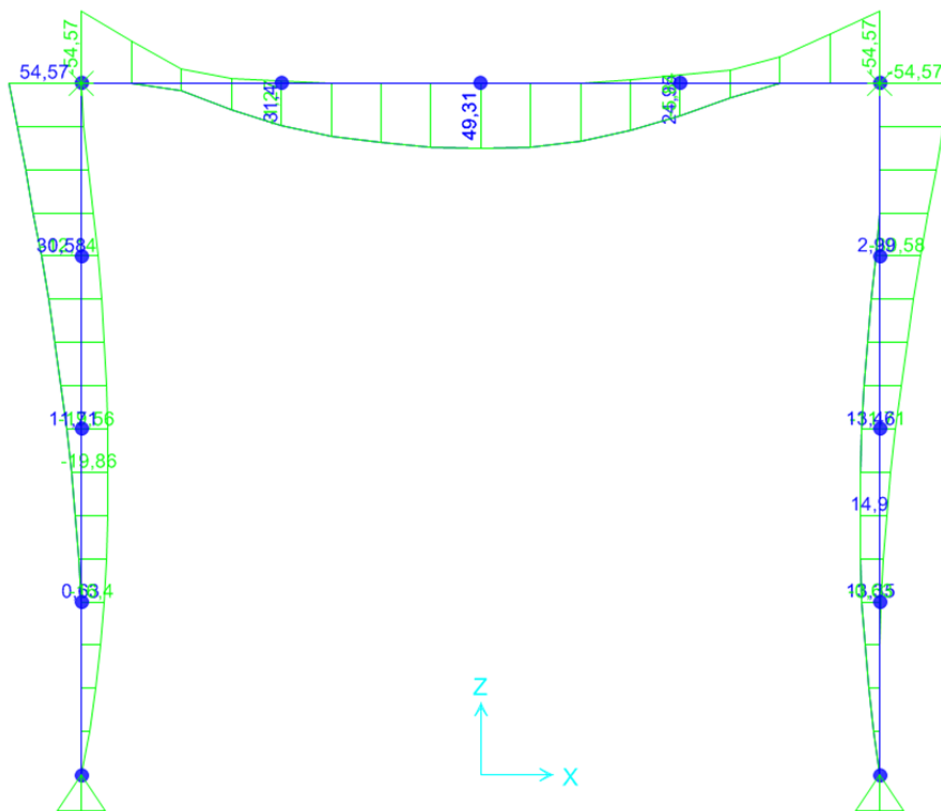


Figura 8-4: Involuppo SLE dei momenti flettenti [kNm/m - SAP2000]

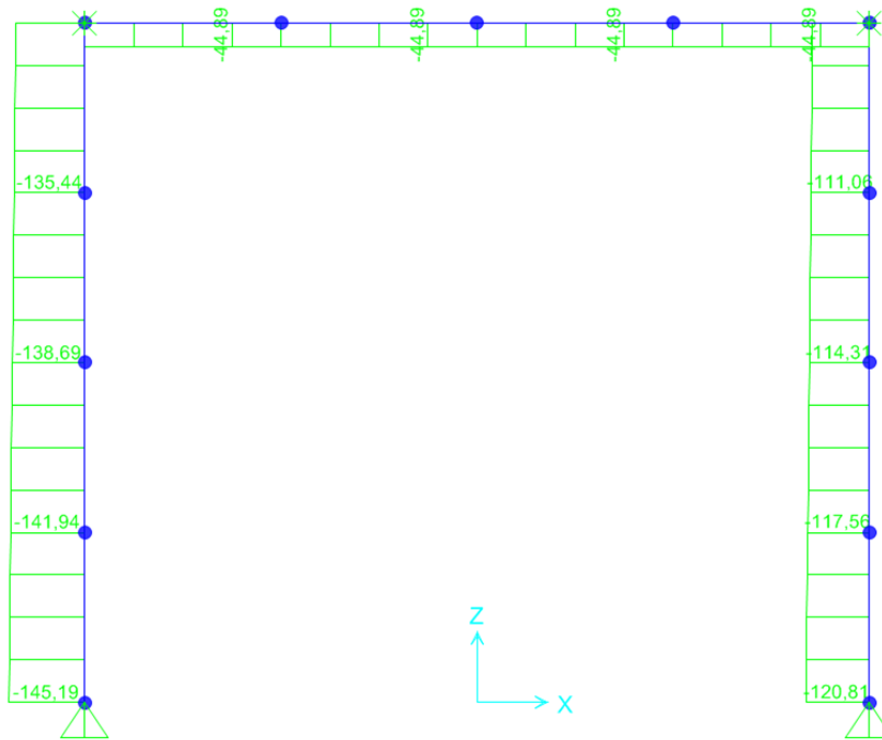


Figura 8-5: Involuppo SLE delle azioni taglianti [kN/m - SAP2000]

9. CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI

9.1. Sezioni di verifica

Le sollecitazioni calcolate dal modello ad elementi finiti saranno verificate a presso-flessione nelle sezioni critiche mostrate nella figura successiva, per le combinazioni SLU più gravose.

Nelle stesse sezioni sarà eseguita la verifica SLE di apertura delle fessure.

La verifica a taglio sarà invece eseguita per la sezione SS-I (ovvero la sua simmetrica).

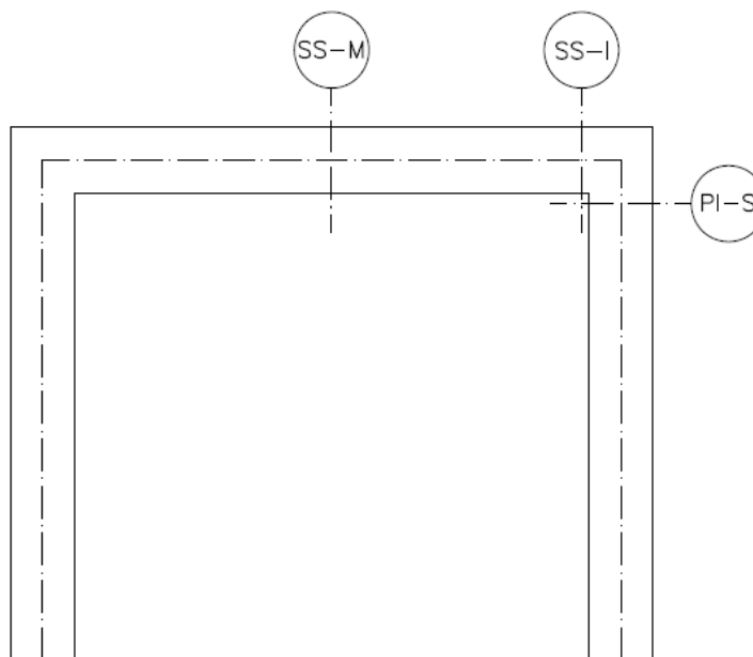


Figura 9-1: Sezioni di verifica

9.2. Verifica SLU di presso-flessione

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, rappresentata nella figura successiva assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dai modelli $\sigma - \epsilon$, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le verifiche sono eseguite facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria armata longitudinalmente con $\phi 12/50\text{mm}$ barre ad aderenza migliorata in acciaio B450C.

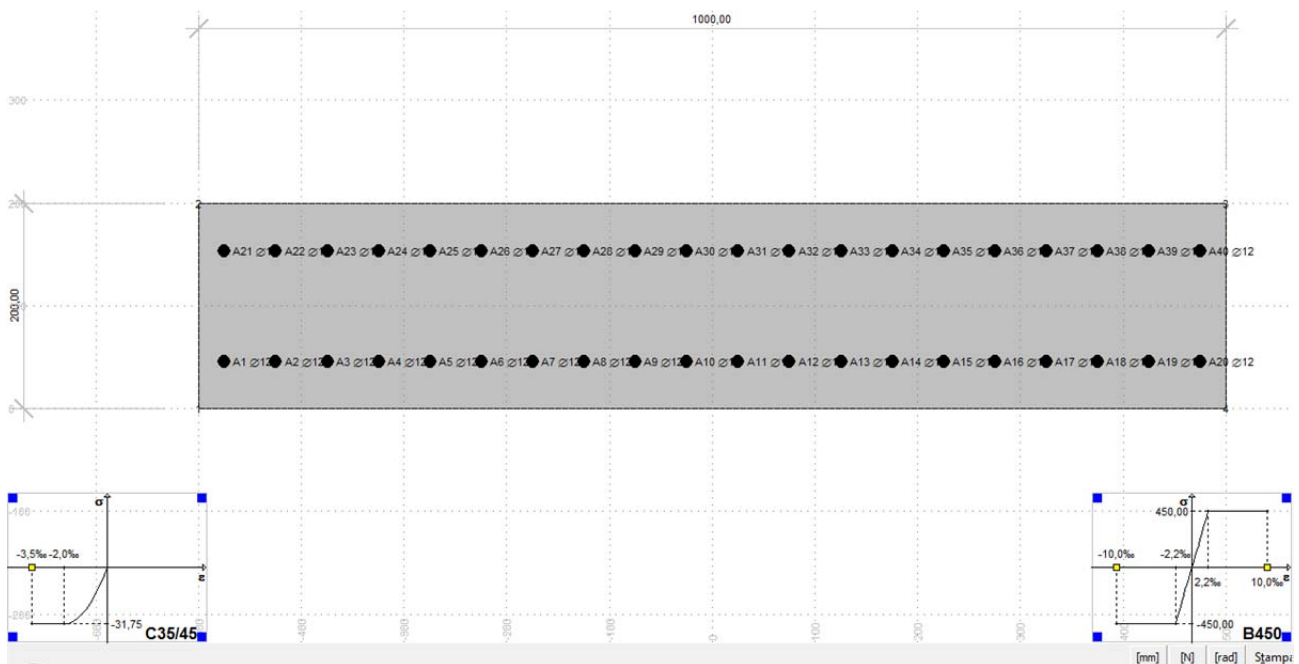


Figura 9-2: Sezione di calcolo per le verifiche a pressoflessione [Eng8]

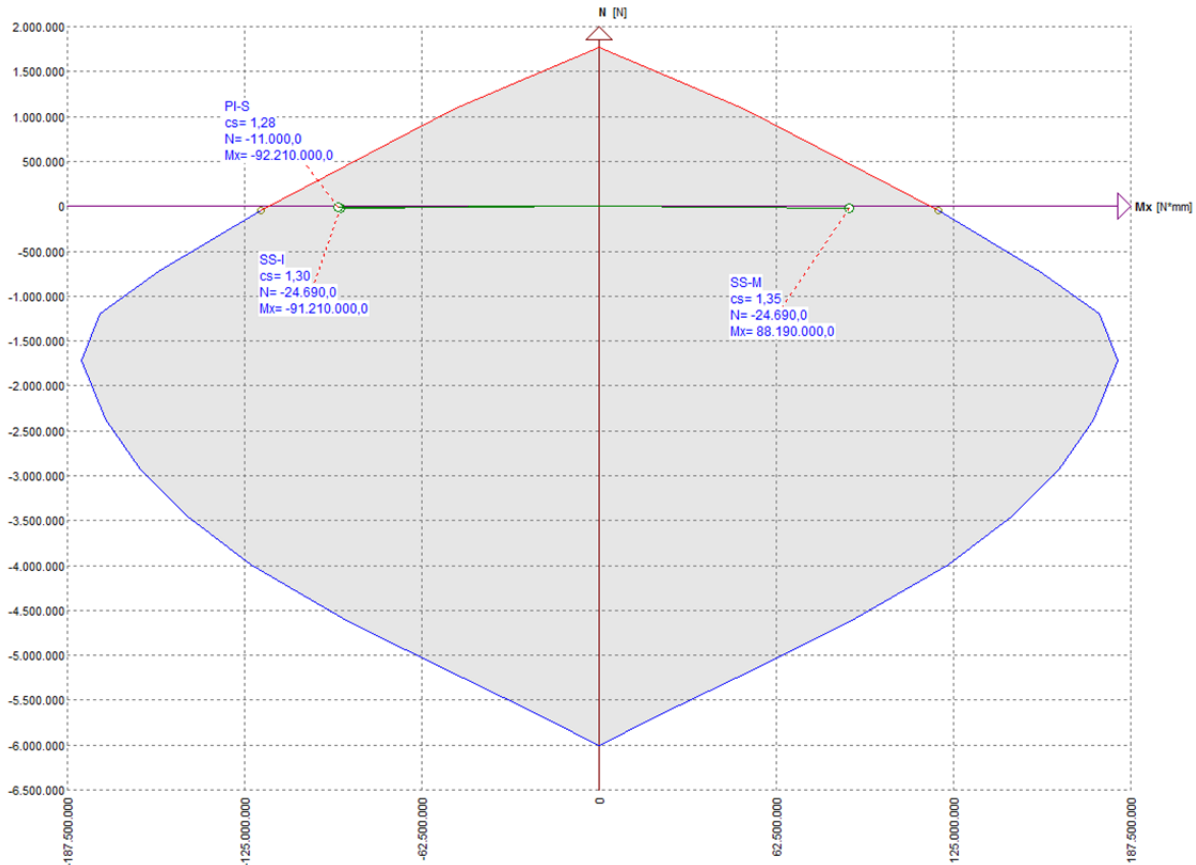


Figura 9-3: Diagramma M-N resistente [Eng8]

9.3. Verifica SLU di taglio

Le verifiche a taglio sono eseguite ad una distanza pari all'altezza utile d dal filo appoggio.

La resistenza V_{Rd} di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = 183.2 \text{ kN/m}$$

Dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd,1} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

$$= 143 \text{ kN/m} < V_{Ed}$$

Dove:

$d = 154 \text{ mm}$;

$b_w = 1000 \text{ mm}$ è la base della sezione rettangolare;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è il supporto dello sforzo assiale;

$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = 0.015 < 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;

$$k = \min \left\{ 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right\} = 2.00$$

$v = 0.5$ è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo.

È pertanto necessario disporre armatura specifica a taglio. Nelle zone di estremità sono disposte armature $\phi 10$ a maglia regolare di 100×100 mm. Per elementi dotati di specifica armatura a taglio si utilizzano le formulazioni:

Resistenza di progetto a taglio trazione:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha = 656 \frac{kN}{m} > V_{Ed}$$

Resistenza di progetto a taglio compressione:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg\theta^2} = 656 \frac{kN}{m} > V_{Ed}$$

Dove:

$A_{sw} = 10\phi_{10}/\text{metro} = 785 \text{ mm}^2$ è l'area di armatura trasversale specifica prevista;

$s = 100 \text{ mm}$ è il passo delle staffature;

$\alpha_c = 1.0$ a favore di sicurezza, si trascura il supporto dello sforzo assiale;

$v = 0.5$ è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo;

$\alpha = 1.5708 \text{ rad}$ è l'inclinazione della staffatura;

$\theta = 0.576 \text{ rad}$ è l'inclinazione dei puntoni compressi in calcestruzzo.

Le verifiche risultano superate.

9.4. Verifica SLE di apertura delle fessure

Con riferimento alle NTC 2018, punto 4.1.2.2.4.6, la verifica allo stato limite di apertura delle fessure consiste nel controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non superi i valori nominali $w_1=0,2$ mm, $w_2=0,3$ mm, $w_3=0,4$ mm con i criteri stabiliti dalla tabella 4.1.IV delle NTC, qui di seguito riportata.

Tabella 9-1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione [NTC 2018]

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure dipendono dalle condizioni ambientali in cui si trova l'opera e sono suddivise in *ordinarie*, *aggressive* e *molto aggressive* in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III delle NTC e con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP..

Tabella 9-2: Descrizione delle condizioni ambientali [NTC 2018]

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Quindi per lo stato limite di apertura delle fessure si prende in considerazione la combinazione *quasi permanente* e *frequente* ed i limiti di apertura delle fessure richiesti per armatura poco sensibile e **condizioni ambientali aggressive** (classe di esposizione XC4). Per scelta del progettista, in considerazione delle possibili condizioni ambientali presenti e nella consapevolezza di agire in senso cautelativo nei confronti della normativa vigente, la verifica a fessurazione sarà ritenuta soddisfatta se

$$- w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad \text{in combinazione frequente;}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1.7 * w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} * s_{rm}$$

dove:

$$- \varepsilon_{sm} = \text{deformazione unitaria media delle barre d'armatura}$$

- s_{rm} = distanza media tra le fessure.

Come specificato dalla Circolare 2-febbraio-2009 n.617 del C.S.LL.PP. la deformazione media delle barre e la distanza media delle fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9-1-1996. Utilizzando tale procedura si calcola la distanza media fra le fessure è calcolata con la seguente relazione:

$$s_{rm} = 2 * \left(c + \frac{s}{10} \right) + \frac{k_2 k_3 \phi_s}{\rho_r}$$

Dove:

- c = ricoprimento dell'armatura
- s = passo delle barre tese
- $k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata, $k_2 = 0.8$ per barre lisce
- $k_3 = 0.125$ per diagramma triangolare (presso-flessione o flessione)
- $k_3 = 0.250$ per diagramma rettangolare di trazione (trazione pura)
- $k_3 = 0.25(s_1 + s_2)/2s_1$ (trazione eccentrica)
- ϕ_s = diametro delle barre tese
- $\rho_r = A_s / A_{c,eff}$
- $A_{c,eff} = b_{eff} \times d_{eff}$

La deformazione unitaria media dell'apertura vale:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) > 0.4 \sigma_s / E_s$$

nella quale:

- $\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata; $\beta_1 = 0,5$ per barre lisce
- $\beta_2 = 1$ per azioni di breve durata; $\beta_2 = 0,5$ per azioni ripetute o di lunga durata
- σ_s è la tensione dell'acciaio in stato fessurato conseguente all'applicazione dei parametri di sollecitazione.
- σ_{sr} è la tensione dell'acciaio in stato fessurato sotto la sollecitazione M_{fess}

M_{fess} è determinato come:

- $M_{fess} = \left(f_{ctm} - \frac{J_{id}}{b * h} \right) * \frac{J_{id}}{y'_c}$
- $y'_c = h - S_{id} / A_{id}$

con A_{id} , S_{id} , J_{id} ottenuti con coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari a 15.

I risultati della verifica a fessurazione sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 9-3: Risultati verifica a fessurazione [Eng8]

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cl,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	ϕ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2261..	88886,06	0,0254	92,74	40,00	12,0	0,265	0,50	216,16	0,0573	(<0,2)
2	2261..	89574,95	0,0253	181,35	40,00	12,0	0,572	0,50	216,79	0,1240	(<0,2)
3	2261..	88442,68	0,0256	167,28	40,00	12,0	0,508	0,50	215,76	0,1097	(<0,2)

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

SS-I
N= -44890,0
M x-x= -54570000,0
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-500,00 y=130,72
a x=500,00 y=130,72

Ampiezza fessure:
Wd=0,1240 (< 0,2000)

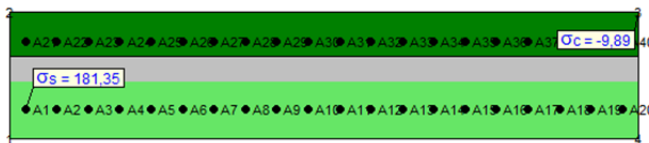


Figura 9-4: Stato Limite di Fessurazione [Eng8]

Tutte le verifiche risultano superate.