



Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

07 - OPERE D'ARTE MINORI

07.05 - Tombini scatolari
Relazione di calcolo tombini scatolari

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	Ing. Zanelotti	Ing. Molteni	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							07.05.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	OMN RC	001 A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. CRITERI DI CALCOLO	5
4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA	5
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
5.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE.....	6
5.2. CALCESTRUZZO PER IL TOMBINO SCATOLARE.....	6
5.3. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	6
5.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	6
5.5. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NORMALE.....	7
6. PARAMETRI SISMICI	8
7. PARAMETRI GEOTECNICI	11
8. TOMBINO SCATOLARE.....	12
8.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	12
8.2. CODICE DI CALCOLO.....	13
8.3. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	14
8.4. ANALISI DEI CARICHI	16
8.4.1. <i>Peso proprio strutture (g1)</i>	16
8.4.2. <i>Carichi permanenti portati (g2)</i>	16
8.4.3. <i>Spinta del terreno (g3-1, g3-2, g3-3, g3-4)</i>	16
8.4.4. <i>Idrostatica (g2-2)</i>	17
8.4.5. <i>Azioni termiche (At e Dt)</i>	17
8.4.6. <i>Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Q1)</i>	18
8.4.7. <i>Spinta del sovraccarico sul rilevato (Q3)</i>	19
8.4.8. <i>Frenatura e avviamento (Q4)</i>	19
8.4.9. <i>Azione sismica (s1, s2, s3, s4)</i>	19
8.4.10. <i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	21
8.5. FIGURE DEI CARICHI	22
8.6. COMBINAZIONI DI CARICO.....	29
8.6.1. <i>Combinazioni SLU</i>	29
8.6.2. <i>Combinazioni SLV</i>	34
8.6.3. <i>Combinazioni SLE Rara</i>	34
8.6.4. <i>Combinazioni SLE Frequente</i>	34
8.6.5. <i>Combinazioni SLE Quasi Permanente</i>	34
8.7. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLU/SLV.....	35
8.8. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE RARA.....	37
8.9. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE FREQUENTE	38
8.10. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE QUASI PERMANENTE	40
8.11. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	41
8.11.1. <i>Soletta superiore</i>	44
8.11.2. <i>Piedritti</i>	47
8.11.3. <i>Soletta di fondazione</i>	50
8.11.4. <i>Sintesi risultati</i>	53

8.12.	VERIFICA EFFETTI LONGITUDINALI DA RITIRO.....	53
8.13.	INCIDENZA ARMATURA	54

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della progettazione definitiva relativa lotto II6a della Asti-Cuneo, è prevista la realizzazione di tombini circolari e scatolari, al fine di garantire la continuità idraulica al disotto della sede autostradale.

Nella presente relazione è riportata la verifica dell'attraversamento idraulico costituito da un tombino scatolare in conglomerato cementizio armato, di dimensioni interne pari a 2.0x2.0 m e posto alla Pk 2+004.60.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206 - 1 dicembre 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nella norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

5.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

5.2. CALCESTRUZZO PER IL TOMBINO SCATOLARE

Per la realizzazione degli elementi scatolari, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$

5.3. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

5.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Per l'opera della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Soletta inferiore</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XF3-XC4
<u>Piedritti</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XF3-XC4

Soletta superiore

CLASSE DI ESPOSIZIONE

XF3-XC4

5.5. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NORMALE

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è la somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 50$ mm per tutti gli elementi dell'opera.

6. PARAMETRI SISMICI

L'opera è situata nel comune di La Morra in Provincia di Cuneo.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 7,9336	LATITUDINE 44,6394
--	-----------------------	-----------------------

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Piemonte	PROVINCIA Cuneo	COMUNE La Morra
---	---------------------	--------------------	--------------------

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

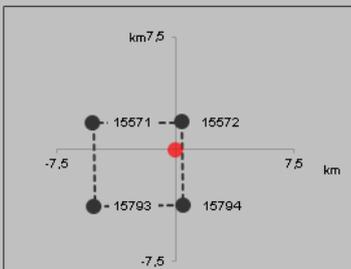
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

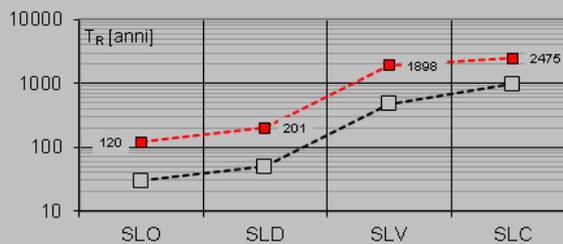
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="120"/>	120
		<input type="text" value="201"/>	201
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="1898"/>	1898
		<input type="text" value="2475"/>	2475

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

$S_s =$

$C_c =$ info

Categoria topografica info

$h/H =$

$S_T =$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

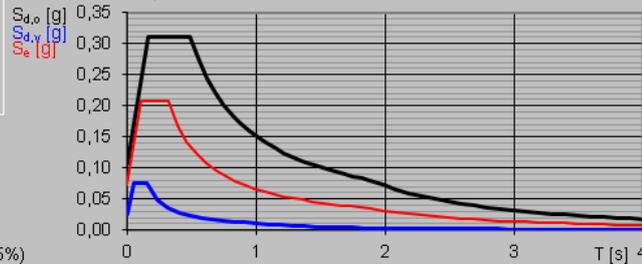
Fattore q

$\eta = 1/q =$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



Spettro di progetto - componente orizzontale

Spettro di progetto - componente verticale

Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,071 g
F_o	2,900
T_c	0,318 s
S_s	1,500
C_c	1,532
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,162 s
T_C	0,487 s
T_D	1,885 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,107
T_B	0,162	0,310
T_C	0,487	0,310
	0,554	0,273
	0,621	0,243
	0,687	0,220
	0,754	0,200
	0,820	0,184
	0,887	0,170
	0,953	0,159
	1,020	0,148
	1,086	0,139
	1,153	0,131
	1,220	0,124
	1,286	0,117
	1,353	0,112
	1,419	0,106
	1,486	0,102
	1,552	0,097
	1,619	0,093
	1,685	0,090
	1,752	0,086
	1,818	0,083
T_D	1,885	0,080
	1,986	0,072
	2,086	0,065
	2,187	0,060
	2,288	0,054
	2,389	0,050
	2,489	0,046
	2,590	0,042
	2,691	0,039
	2,791	0,037
	2,892	0,034
	2,993	0,032
	3,094	0,030
	3,194	0,028
	3,295	0,026
	3,396	0,025
	3,496	0,023
	3,597	0,022
	3,698	0,021
	3,799	0,020
	3,899	0,019
	4,000	0,018

7. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base della Relazione Geotecnica P017_D_STU_GEO02_RB_001_A si riporta la stratigrafia di progetto assunta ed i principali parametri geotecnici del terreno:

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	γ kN/m ³	φ' °	c' kPa	c_u kPa	E' MPa	CR [-]	RR [-]
CCS	0	9	19	21	0	100	7 - 15	0.09	0.015
GES2	9	25	19	21	10	150	40	0.12	0.01
GES1	25	35	21	21	20	200	60	0.12	0.01
SAF	35	60	19	21	25	250	40	0.10	0.02

Il piano di fondazione è posto in corrispondenza del primo strato (da 0 a 9m dal p.c.).

La quota della falda viene posta cautelativamente a una quota di 2.2m dall'estradosso della soletta inferiore.

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevati e da rinterri, utilizzati per il calcolo, sono i seguenti:

- $\Phi'_k = 35^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

8. TOMBINO SCATOLARE

8.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:

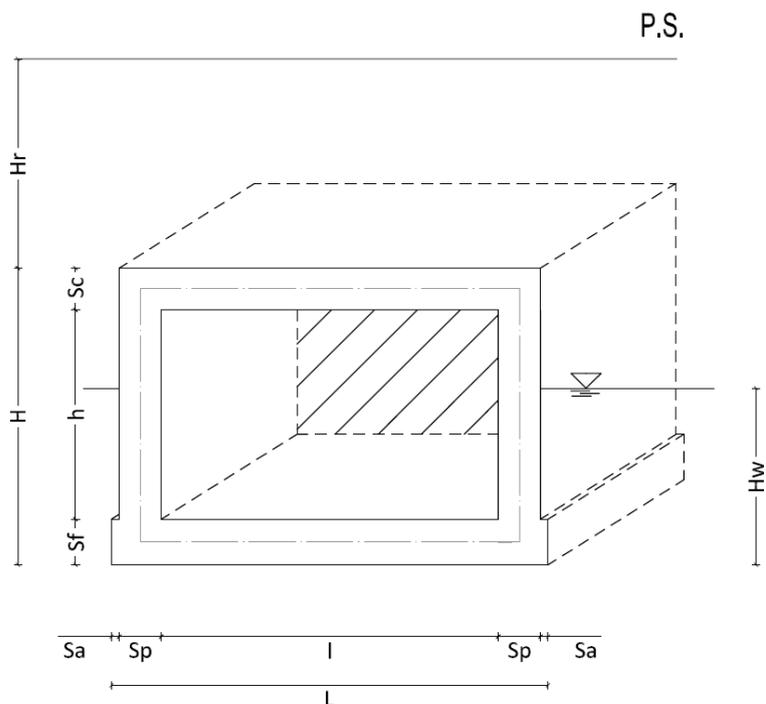


Figura 8-1 geometria del tombino

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

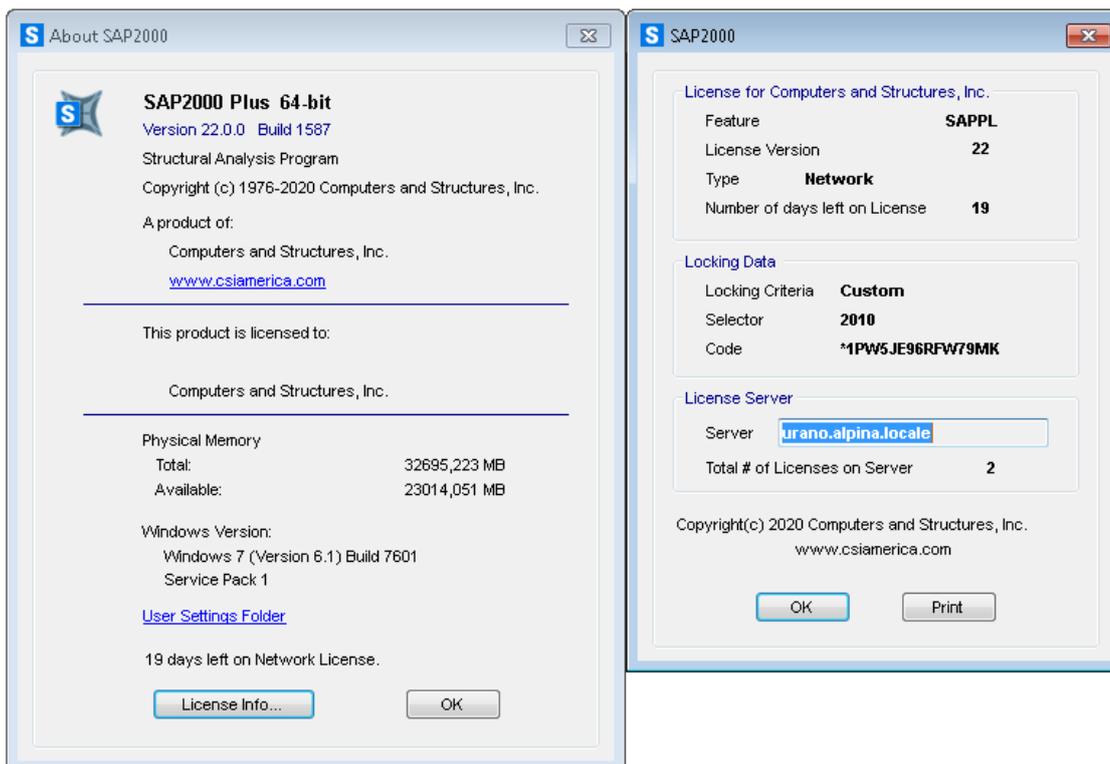
I =	2.00	m
L =	2.70	m
h =	2.00	m
Sc =	0,35	m
Sf =	0,35	m
Sp =	0,35	m
Sa =	0	m
H =	2.70	m
Hr =	4.00	m
Hw =	2.20	m

8.2. CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

L'affidabilità del codice di calcolo è testimoniata dai test di validazione allegati alla release del programma e dalla sua vasta diffusione. I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dagli scriventi a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati o con altri codici di calcolo nonché, in prima battuta, dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva.

Si riporta la licenza del programma utilizzato.



8.3. MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$K_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{B_t^2 \cdot B_l}}$$

Si è ipotizzato un valore di $E=11000 \text{ kN/m}^2$, corrispondente alla media dei valori di modulo elastico desunti dalla Relazione Geotecnica nello strato di terreno a contatto con la fondazione.

Terreno di fondazione			
Modulo di Young	E	11000	kN/m ²
Dimensione trasversale dell'opera	B _t	2,70	m
Dimensione longitudinale dell'opera	B _l	47,6	m
Costante di sottofondo	K _s	2082	kN/m ³

Dal momento che si considera una larghezza unitaria per la struttura, la rigidezza delle molle distribuite sotto la fondazione sarà pari a $2082 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 2082 \text{ kN/m}^2$.

Per le caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti.

Per quanto riguarda la rigidezza delle aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$ (per cls R_{ck} 40)

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

Numerazione dei nodi

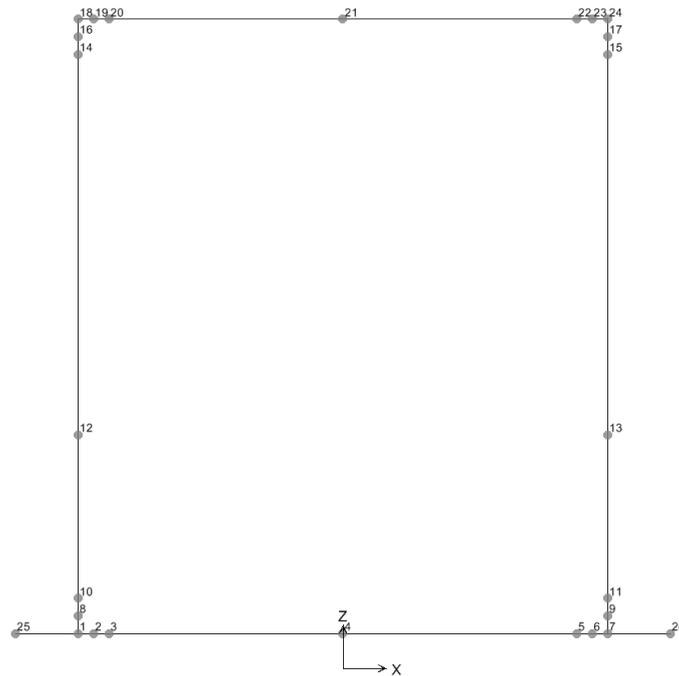


Figura 8-2 numerazione dei nodi

Numerazione delle aste

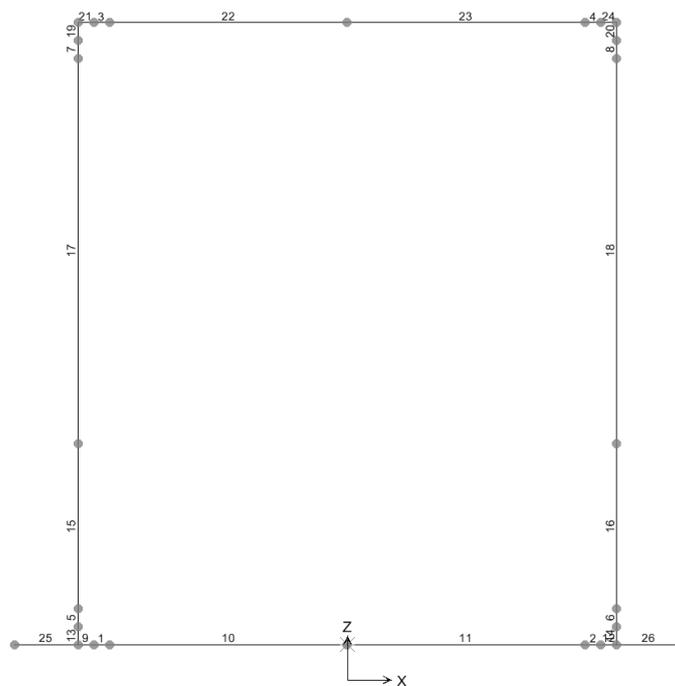


Figura 8-3 numerazione delle aste

8.4. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato: $\gamma_{ril} = 20 \text{ kN/m}^3$

8.4.1. Peso proprio strutture (g1)

- soletta superiore $S_s \times \gamma_{c.a.} = 0.35 \times 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- piedritti $S_p \times \gamma_{c.a.} = 0.35 \times 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
- soletta inferiore $S_i \times \gamma_{c.a.} = 0.35 \times 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$

8.4.2. Carichi permanenti portati (g2)

Sopra lo scatolare è presente un ricoprimento di 4m. Si considera un peso di 20 kN/m^3 per il terreno.

g2 (peso proprio del ricoprimento):

- - peso ricoprimento $H_{\text{rilevato}} \times \gamma_{\text{ril}} = 4 \times 20.0 = 80 \text{ kN/m}^2$

8.4.3. Spinta del terreno (g3-1, g3-2, g3-3, g3-4)

Nella definizione delle azioni elementari è stata indicata con g_{3-1} la spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro, con g_{3-2} la spinta a riposo del terreno sul piedritto destro, con g_{3-3} la spinta attiva del terreno sul piedritto sinistro, con g_{3-4} la spinta attiva del terreno sul piedritto destro; le quattro azioni elementari sopra citate sono state opportunamente combinate tra loro.

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Si riportano nel seguito i coefficienti di spinta a riposo ottenuti nell'ambito della valutazione degli effetti del terreno circostante sulla struttura in oggetto:

$$\phi' = 35^\circ \quad \Rightarrow \quad k_0 = 0.426, \quad k_a = 0.271$$

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 . La profondità z è misurata a partire dal piano stradale.

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Con la spinta a riposo:

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_0 + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_0 + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Con la spinta attiva:

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_a + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_a + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Si riportano nella seguente tabella i valori delle pressioni orizzontali agenti sulla struttura.

posizione	Z	σ_v	σ_{h0}	σ_{ha}
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
asse di copertura	4,175	83,50	35,6	22,6
intradosso copertura	4,35	87,00	37,1	23,6
piano di falda	4,50	90,00	38,4	24,4
intradosso fondazione	6,35	110,35	47,1	29,9
asse fondazione	6,53	112,28	47,9	30,4

Tabella 8-1. Valori delle pressioni orizzontali sui piedritti

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori delle pressioni orizzontali agenti sui piedritti; le rispettive posizioni sono indicate in tabella.

posizione	F_{h0}	F_{ha}
	[kN/m]	[kN/m]
risultante asse soletta sup	12,46	7,92
risultante asse soletta inf	16,76	10,65

8.4.4. Idrostatica (g2-2)

La quota della falda di progetto a circa 2.20 m dall'estradosso della soletta di fondazione:

posizione	Z	σ_{hWATER}
	[m]	[kN/m ²]
piano di falda	3,12	0
asse fondazione	4,67	15,45
piano di fondazione	4,89	17,70

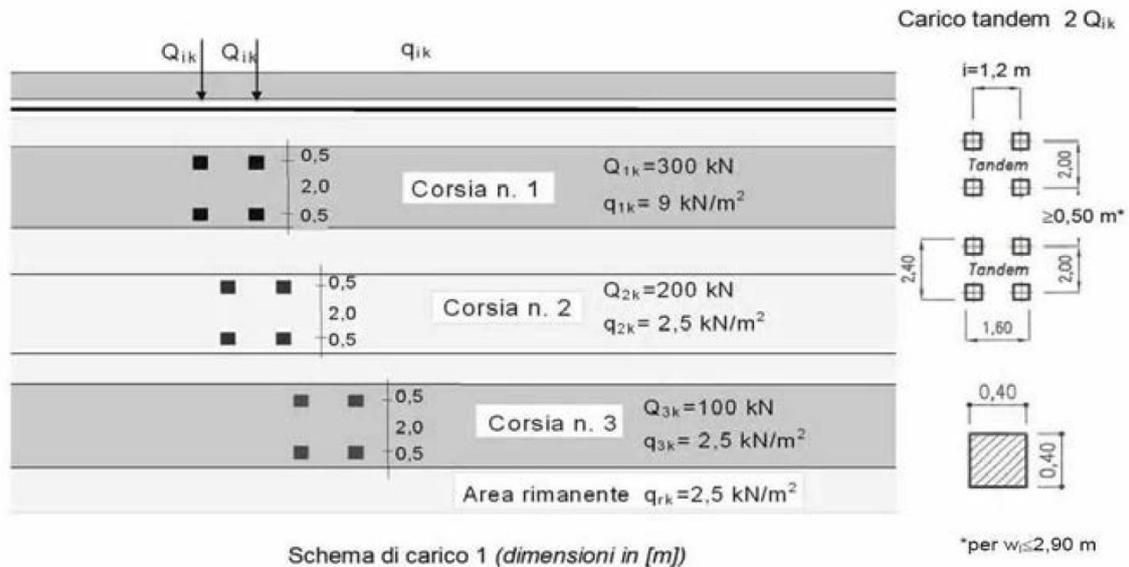
Figura 8-4 Valori delle pressioni idrostatiche

8.4.5. Azioni termiche (At e Dt)

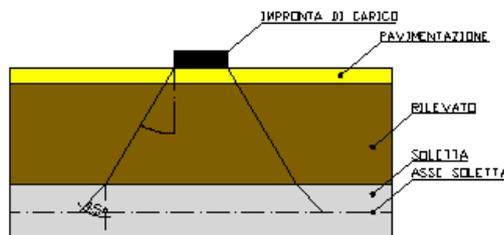
Si è ritenuto di poter trascurare l'azione termica sulla soletta di copertura a causa dell'elevata altezza del rilevato sopra il tombino.

8.4.6. Carichi mobili verticali sulla soletta superiore (Q1)

Le azioni variabili da traffico gravanti sulla soletta superiore sono definite dallo schema di carico 1. Lo schema di carico da normativa prevede che si considerino un mezzo convenzionale da 600 kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1,20 m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40 m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{1,k}$ da 9 kN/m².



Tale carico viene posizionato parallelamente all'asse stradale e ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 35° attraverso il rilevato, e di 45° sino al piano medio della soletta superiore. In modo conservativo si assume che la distanza tra una corsia convenzionale e quella adiacente sia nulla, la larghezza convenzionale di ogni corsia di traffico w è assunta pari a 3 m.



Assumendo gli angoli di diffusione del carico sopra indicati, la lunghezza di diffusione in direzione longitudinale rispetto allo sviluppo stradale è pari a:

$$L_d = H_r \times \tan 35^\circ + S_s/2 = 4.00 \times \tan 35 + 0,35/2 = 2.97 \text{ m}$$

In direzione trasversale invece si diffonde il carico per una larghezza pari a quella della corsia convenzionale (3m).

Con la geometria e il ricoprimento in esame si osserva che, in direzione longitudinale e trasversale le impronte di carico da 40x40 cm del veicolo mezzo convenzionale da 600kN non si sovrappongono, pertanto si considera la seguente larghezza di diffusione del carico:

$$B_L = L_{\text{impronta}} + 2 \cdot L_d = 1.60 + 2 \cdot (4.00 \times \tan 35 + 0,35/2) = 7.55 \text{ m}$$

Nella direzione trasversale al senso di marcia, viceversa, la larghezza di diffusione del carico è pari a:

$$B_T = 3 \text{ m}$$

Il carico tandem, diffuso fino alla linea d'asse della soletta di copertura, diviene quindi il seguente carico distribuito:

$$q_{Q1k} = 600 / (B_L \cdot B_T) = \mathbf{26.48 \text{ kN/m}^2}$$

Su tutta la soletta superiore si considera inoltre la presenza del carico distribuito $q_{1k} = \mathbf{9 \text{ kN/m}^2}$.

8.4.7. Spinta del sovraccarico sul rilevato (Q3)

In accordo con quanto riportato nella circolare esplicativa al §5.1.3.3.5.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete dello scatolare, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito su un'impronta di larghezza 3·2,20 m. Per quanto concerne la diffusione del carico, in direzione longitudinale (rispetto allo sviluppo del tombino in questione) non è possibile diffondere ulteriormente poiché la larghezza dell'impronta è già pari a 3 m; viceversa, si opera una diffusione del carico in direzione trasversale. Detta q^* la pressione verticale agente sul piano stradale, pari a:

$$q^* = 600 / (3 \cdot 2,2) + 9 = 99,91 \text{ kN/m}^2$$

in corrispondenza dei punti più significativi della struttura in oggetto si riportano i valori di pressione verticale, è possibile ricavare le pressioni orizzontali agenti moltiplicando le suddette pressioni orizzontali per gli opportuni coefficienti di spinta a riposo. La profondità z è misurata a partire dal piano stradale.

posizione	z	σ_v	σ_{h0}
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
asse di copertura	4,18	27,74	11,83
intradosso copertura	4,35	27,32	11,65
piano di falda	4,50	26,96	11,50
intradosso fondazione	6,35	23,27	9,92
asse fondazione	6,53	22,97	9,79

8.4.8. Frenatura e avviamento (Q4)

Il carico frenante da normativa è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. Tale carico viene considerato ripartito sulla larghezza della corsia n.1 nella direzione trasversale (L_{trasv}) e sulla larghezza dello scatolare nella direzione longitudinale. Quest'assunzione è a favore di sicurezza vista l'elevata rigidezza della soletta nel suo piano. Si considera inoltre il carico distribuito q_{1k} . Il carico frenante (uniformemente distribuito) applicato alla luce di calcolo viene determinato come segue:

$$R_F = (0,60 \times 2Q_{1k,1} + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L) = 0,6 \times 2 \times 300 + 0,1 \times 9 \times 3 \times 2,70 = \mathbf{367,29 \text{ kN}}$$

$$q_4 = R_F / (w \times L) = 367,29 / (3 \times 2,70) = \mathbf{45,34 \text{ kN/m}^2}$$

8.4.9. Azione sismica (s1, s2, s3, s4)

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C", la categoria topografica è "T1". Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario. L'azione sismica viene valutata come:

- incremento di spinta laterale agente asimmetricamente (s1)
- inerzia del terreno in testa allo scatolare (s2)
- inerzia della struttura (s3)
- inerzia del sovraccarico autostradale (s4)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma. Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § .7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h^2$$

Si precisa che S , prodotto tra S_s e S_T , è pari a:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.500 \cdot 1.0 = 1.500$$

Componente orizzontale:

accelerazione massima del sito:	$a_{max} = S \cdot a_g = 1.500 \cdot 0.071 \text{ g} = 0.1065 \text{ g}$
coefficiente di riduzione	$\beta_m = 1.0$
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0.1065$

incremento sismico spinta delle terre (s1)

altezza del rilevato	$H_{rit} =$	4,00	m
altezza del rilevato sismicamente attiva	$H_{sism} =$	2,70	m
peso specifico del rilevato	$\gamma_{\text{rilevato}} =$	20,82	kN/m ³
incremento sismico	$k_h \gamma_{\text{rilevato}} H^2 =$	$F_{sism} =$	16,17 kN/m
altezza del modello dello scatolare	$H_{scat} =$	2,70	m
pressione sullo scatolare	$F_{sism} / H_{scat} =$	$p_{sism} =$	5,99 kN/m ²
risultante applicata soletta superiore	$F_{sism,sup} =$	2,10	kN/m
risultante applicata soletta inferiore	$F_{sism,inf} =$	2,10	kN/m

inerzia carichi permanenti (s2)

peso totale permanenti sopra scatolare	$P_{tot,perm} =$	0	kN/m
inerzia carichi permanenti	$Sx a_g x P_{tot,perm} =$	$I_{tot,perm} =$	0,00 kN/m
carico distribuito	$f_{i,perm} =$	0,00	kN/m ²

inerzia struttura (s3)

peso proprio soletta superiore	$\gamma_{1,sup} =$	8,75	kN/m
peso proprio piedritti	$\gamma_{1,piedritti} =$	8,75	kN/m
peso proprio soletta inferiore	$\gamma_{1,inf} =$	8,75	kN/m
inerzia soletta superiore	$f_{i,pp,sup} =$	0,93	kN/m ²
inerzia piedritti	$f_{i,pp,piedritti} =$	0,93	kN/m ²
inerzia soletta inferiore	$f_{i,pp,inf} =$	0,93	kN/m ²
risultante applicata soletta superiore	$F_{nodo,sup} =$	0,33	kN/m
risultante applicata soletta inferiore	$F_{nodo,inf} =$	0,33	kN/m

inerzia sovraccarico (s4)

risultante traffico	$R =$	95,81	kN/m
risultante massima	$R_{max} =$	95,81	kN/m

carico treno concomitante	$\psi_2 \times R_{\max} =$	$W =$	19,16	kN/m
inerzia treno concomitante	$Sx_{ag} \times W =$	$I_s =$	2,04	kN/m
carico distribuito	$I_s/L_{\text{scat}} =$	$f_{i,\text{treno}} =$	0,87	kN/m ²

8.4.10. Calcolo delle sollecitazioni

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei veicoli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico stradale, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.1.IV (NTC).

	<i>Carichi verticali (Q1k e q1k)</i>	<i>Frenatura (q3)</i>
<i>Gruppo 1</i>	Valore caratteristico	-
<i>Gruppo 2a</i>	Valore frequente	Valore caratteristico

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali di Tab. 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione Ψ di Tab. 5.1.VI delle NTC. Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC). Al fine di rendere più semplice l'analisi e la presentazione dei risultati si elencano nella seguente tabella i dettagli dei gruppi di carico creati in accordo con quanto previsto dalla vigente normativa. La simbologia utilizzata è coerente con quanto descritto in precedenza:

	Q₁	Q₃	Q₄
Qgr1-1	1	1	-
Qgr2a-1	0,75	0,75	1

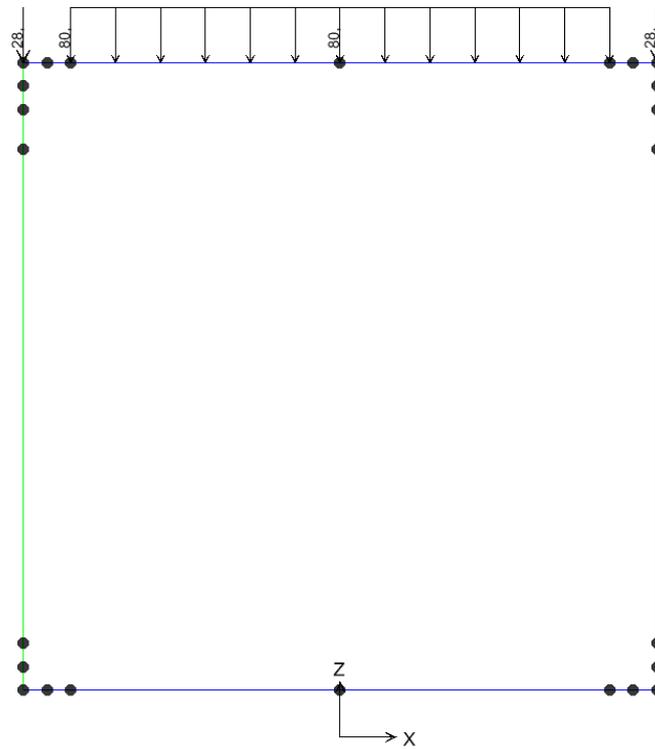
8.5. FIGURE DEI CARICHI


Figura 8-5 carichi g2, permanenti portati

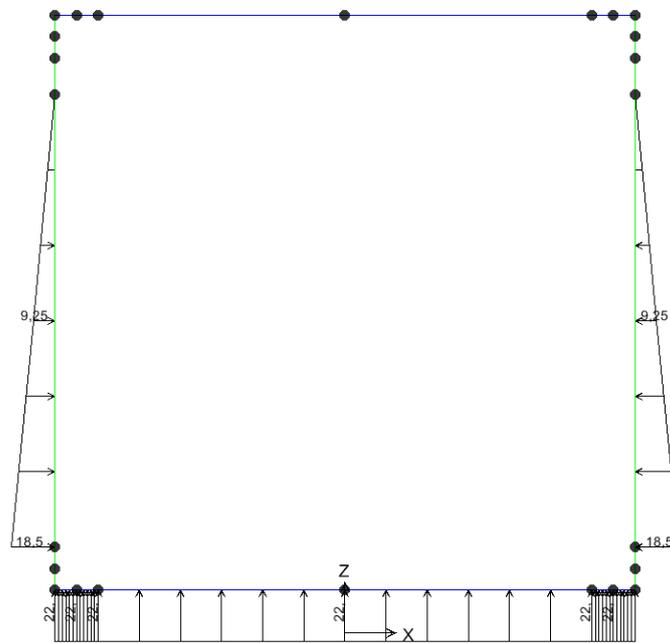


Figura 8-6 carichi g2-2, spinta dell'acqua

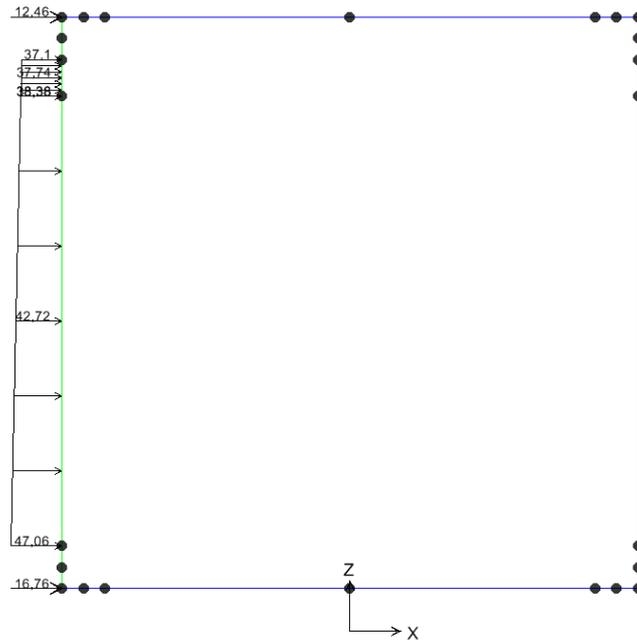


Figura 8-7 carico g3-1, spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro

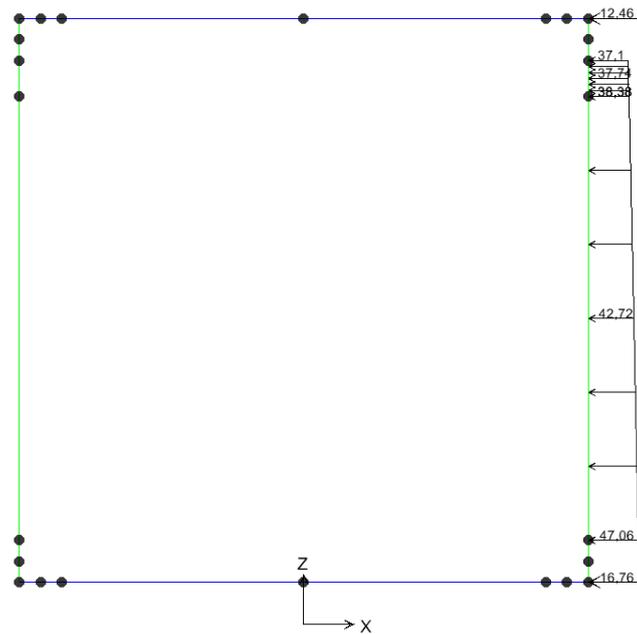


Figura 8-8 carico g3-2 spinta a riposo del terreno sul piedritto destro

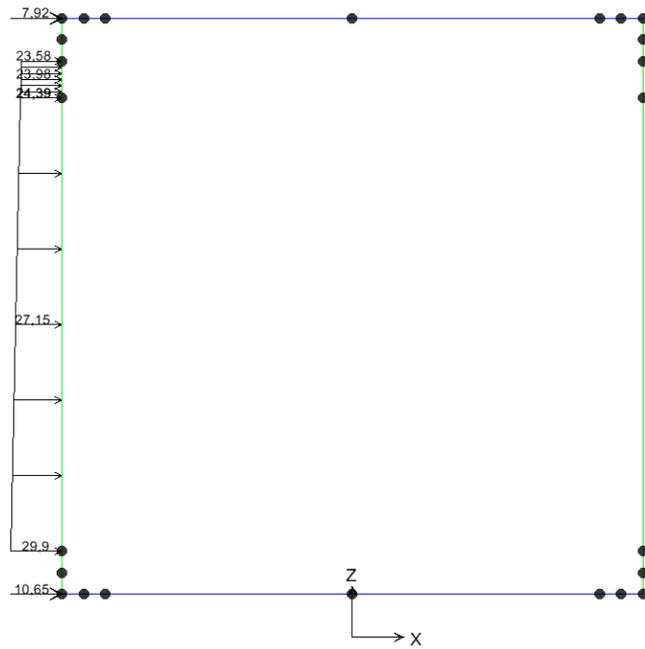


Figura 8-9 carico g3-3, spinta attiva del terreno sul piedritto sinistro

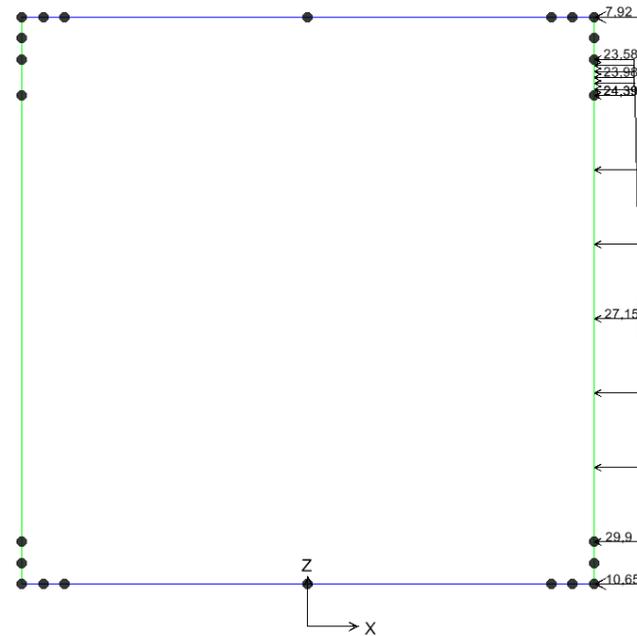


Figura 8-10 carico g3-4 spinta attiva del terreno sul piedritto destro

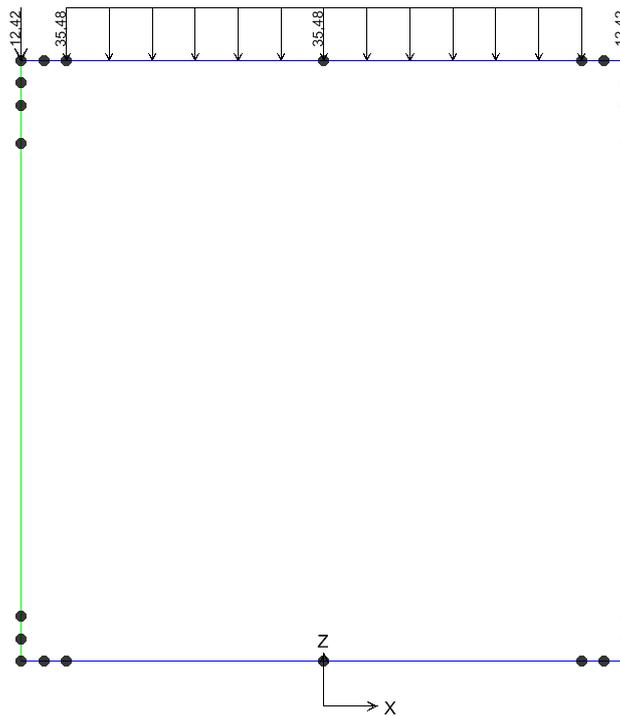


Figura 8-11 carico Q1, azione variabile da traffico

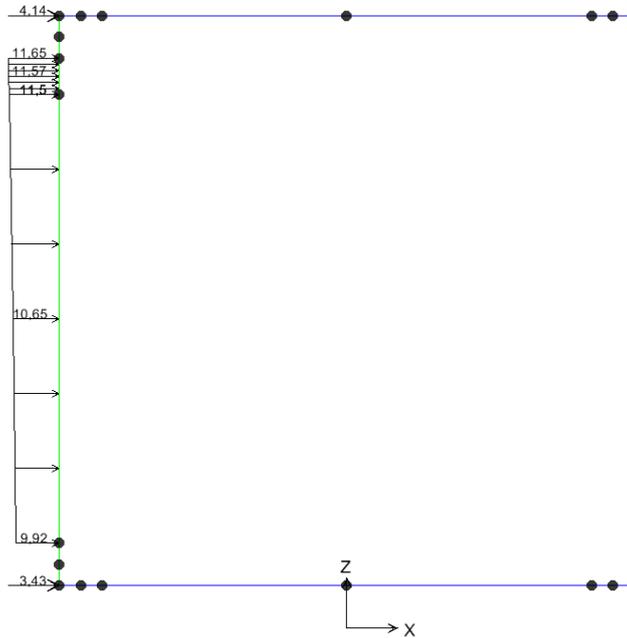


Figura 8-12 carico Q3, spinta del sovraccarico sul rilevato

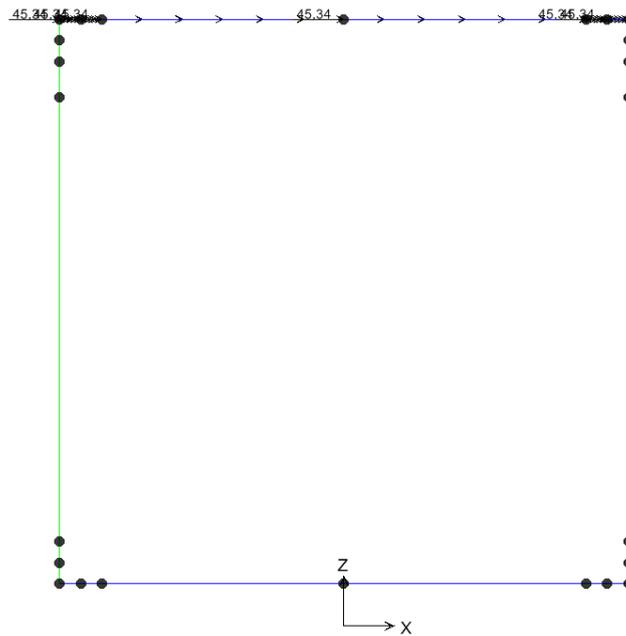


Figura 8-13 carico Q4, frenatura e avviamento

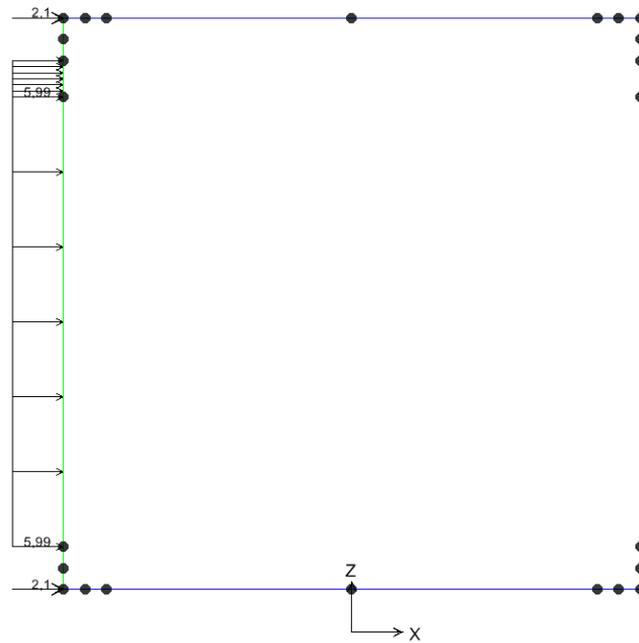


Figura 8-14 carico s1, incremento sismico della spinta delle terre

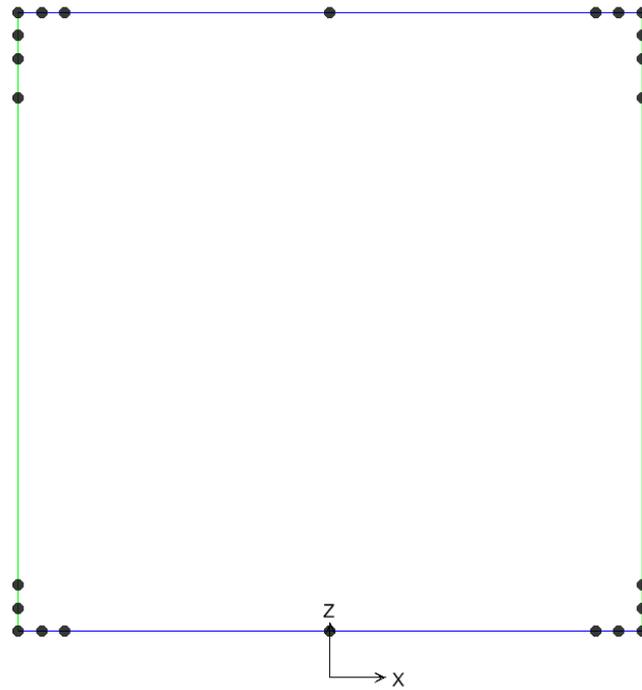


Figura 8-15 carico s2, inerzia dei carichi permanenti

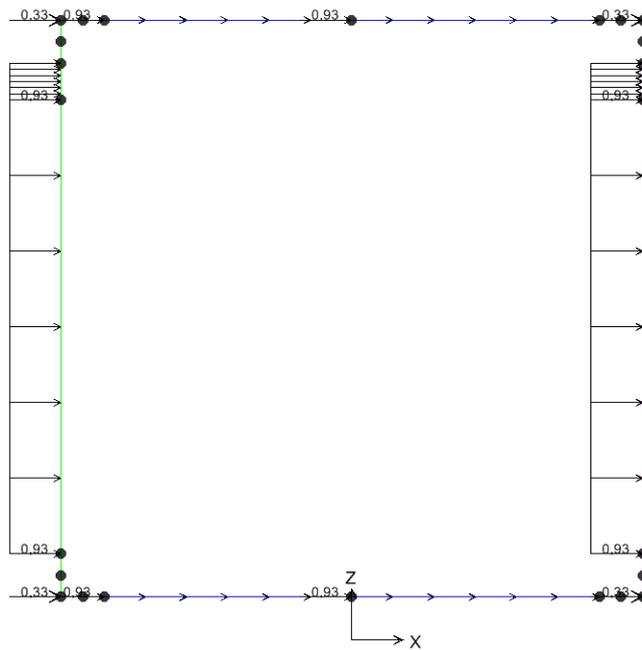


Figura 8-16 carico s3. inerzia della struttura

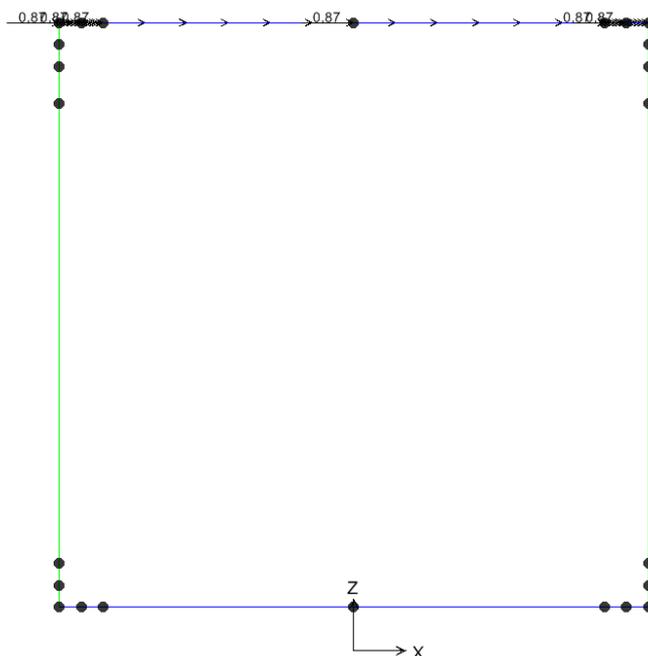


Figura 8-17 carico s4, inerzia del sovraccarico

I carichi impiegati nelle combinazioni sono riassunti nella tabella seguente:

g1	peso proprio strutture
g2	carichi permanenti portati
g2-2	falda
g3-1	spinta a riposo del terreno piedritto sinistro
g3-2	spinta a riposo del terreno piedritto destro
g3-3	spinta attiva del terreno piedritto sinistro
g3-4	spinta attiva del terreno piedritto destro
Q1	carichi mobili verticali sulla soletta superiore
Q3	spinta del sovraccarico sul rilevato lato sinistro
Q4	frenatura e avviamento
Qgr1-1	gruppo di azioni 1 (tab. 5.1.IV NTC18)
Qgr2a-1	gruppo di azioni 2a (tab. 5.1.IV NTC18)
s1	incremento sismico spinta delle terre
s2	inerzia carichi permanenti
s3	inerzia struttura
s4	inerzia sovraccarico
Ex	Azione sisma: s1+s2+s3+s4

8.6. COMBINAZIONI DI CARICO

8.6.1. Combinazioni SLU

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLU1	1	1	1	1	1					
SLU2	1	1	1	1	1,35					
SLU3	1	1	1	1,35	1					
SLU4	1	1	1	1,35	1,35					
SLU5	1	1	1,35	1	1					
SLU6	1	1	1,35	1	1,35					
SLU7	1	1	1,35	1,35	1					
SLU8	1	1	1,35	1,35	1,35					
SLU9	1	1,35	1	1	1					
SLU10	1	1,35	1	1	1,35					
SLU11	1	1,35	1	1,35	1					
SLU12	1	1,35	1	1,35	1,35					
SLU13	1	1,35	1,35	1	1					
SLU14	1	1,35	1,35	1	1,35					
SLU15	1	1,35	1,35	1,35	1					
SLU16	1	1,35	1,35	1,35	1,35					
SLU17	1,35	1	1	1	1					
SLU18	1,35	1	1	1	1,35					
SLU19	1,35	1	1	1,35	1					
SLU20	1,35	1	1	1,35	1,35					
SLU21	1,35	1	1,35	1	1					
SLU22	1,35	1	1,35	1	1,35					
SLU23	1,35	1	1,35	1,35	1					
SLU24	1,35	1	1,35	1,35	1,35					
SLU25	1,35	1,35	1	1	1					
SLU26	1,35	1,35	1	1	1,35					
SLU27	1,35	1,35	1	1,35	1					
SLU28	1,35	1,35	1	1,35	1,35					
SLU29	1,35	1,35	1,35	1	1					
SLU30	1,35	1,35	1,35	1	1,35					
SLU31	1,35	1,35	1,35	1,35	1					
SLU32	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35					
SLU33	1	1	1	1			1			
SLU34	1	1	1	1			1,35			
SLU35	1	1	1	1,35			1			

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLU36	1	1	1	1,35			1,35			
SLU37	1	1	1,35	1			1			
SLU38	1	1	1,35	1			1,35			
SLU39	1	1	1,35	1,35			1			
SLU40	1	1	1,35	1,35			1,35			
SLU41	1	1,35	1	1			1			
SLU42	1	1,35	1	1			1,35			
SLU43	1	1,35	1	1,35			1			
SLU44	1	1,35	1	1,35			1,35			
SLU45	1	1,35	1,35	1			1			
SLU46	1	1,35	1,35	1			1,35			
SLU47	1	1,35	1,35	1,35			1			
SLU48	1	1,35	1,35	1,35			1,35			
SLU49	1,35	1	1	1			1			
SLU50	1,35	1	1	1			1,35			
SLU51	1,35	1	1	1,35			1			
SLU52	1,35	1	1	1,35			1,35			
SLU53	1,35	1	1,35	1			1			
SLU54	1,35	1	1,35	1			1,35			
SLU55	1,35	1	1,35	1,35			1			
SLU56	1,35	1	1,35	1,35			1,35			
SLU57	1,35	1,35	1	1			1			
SLU58	1,35	1,35	1	1			1,35			
SLU59	1,35	1,35	1	1,35			1			
SLU60	1,35	1,35	1	1,35			1,35			
SLU61	1,35	1,35	1,35	1			1			
SLU62	1,35	1,35	1,35	1			1,35			
SLU63	1,35	1,35	1,35	1,35			1			
SLU64	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35			
SLU65	1	1	1	1	1			1,35		
SLU66	1	1	1	1	1,35			1,35		
SLU67	1	1	1	1,35	1			1,35		
SLU68	1	1	1	1,35	1,35			1,35		
SLU69	1	1	1,35	1	1			1,35		
SLU70	1	1	1,35	1	1,35			1,35		
SLU71	1	1	1,35	1,35	1			1,35		
SLU72	1	1	1,35	1,35	1,35			1,35		
SLU73	1	1,35	1	1	1			1,35		
SLU74	1	1,35	1	1	1,35			1,35		
SLU75	1	1,35	1	1,35	1			1,35		

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLU76	1	1,35	1	1,35	1,35			1,35		
SLU77	1	1,35	1,35	1	1			1,35		
SLU78	1	1,35	1,35	1	1,35			1,35		
SLU79	1	1,35	1,35	1,35	1			1,35		
SLU80	1	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35		
SLU81	1,35	1	1	1	1			1,35		
SLU82	1,35	1	1	1	1,35			1,35		
SLU83	1,35	1	1	1,35	1			1,35		
SLU84	1,35	1	1	1,35	1,35			1,35		
SLU85	1,35	1	1,35	1	1			1,35		
SLU86	1,35	1	1,35	1	1,35			1,35		
SLU87	1,35	1	1,35	1,35	1			1,35		
SLU88	1,35	1	1,35	1,35	1,35			1,35		
SLU89	1,35	1,35	1	1	1			1,35		
SLU90	1,35	1,35	1	1	1,35			1,35		
SLU91	1,35	1,35	1	1,35	1			1,35		
SLU92	1,35	1,35	1	1,35	1,35			1,35		
SLU93	1,35	1,35	1,35	1	1			1,35		
SLU94	1,35	1,35	1,35	1	1,35			1,35		
SLU95	1,35	1,35	1,35	1,35	1			1,35		
SLU96	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35		
SLU97	1	1	1	1			1	1,35		
SLU98	1	1	1	1			1,35	1,35		
SLU99	1	1	1	1,35			1	1,35		
SLU100	1	1	1	1,35			1,35	1,35		
SLU101	1	1	1,35	1			1	1,35		
SLU102	1	1	1,35	1			1,35	1,35		
SLU103	1	1	1,35	1,35			1	1,35		
SLU104	1	1	1,35	1,35			1,35	1,35		
SLU105	1	1,35	1	1			1	1,35		
SLU106	1	1,35	1	1			1,35	1,35		
SLU107	1	1,35	1	1,35			1	1,35		
SLU108	1	1,35	1	1,35			1,35	1,35		
SLU109	1	1,35	1,35	1			1	1,35		
SLU110	1	1,35	1,35	1			1,35	1,35		
SLU111	1	1,35	1,35	1,35			1	1,35		
SLU112	1	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35		
SLU113	1,35	1	1	1			1	1,35		
SLU114	1,35	1	1	1			1,35	1,35		
SLU115	1,35	1	1	1,35			1	1,35		

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLU116	1,35	1	1	1,35			1,35	1,35		
SLU117	1,35	1	1,35	1			1	1,35		
SLU118	1,35	1	1,35	1			1,35	1,35		
SLU119	1,35	1	1,35	1,35			1	1,35		
SLU120	1,35	1	1,35	1,35			1,35	1,35		
SLU121	1,35	1,35	1	1			1	1,35		
SLU122	1,35	1,35	1	1			1,35	1,35		
SLU123	1,35	1,35	1	1,35			1	1,35		
SLU124	1,35	1,35	1	1,35			1,35	1,35		
SLU125	1,35	1,35	1,35	1			1	1,35		
SLU126	1,35	1,35	1,35	1			1,35	1,35		
SLU127	1,35	1,35	1,35	1,35			1	1,35		
SLU128	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35		
SLU129	1	1	1	1	1				1,35	
SLU130	1	1	1	1	1,35				1,35	
SLU131	1	1	1	1,35	1				1,35	
SLU132	1	1	1	1,35	1,35				1,35	
SLU133	1	1	1,35	1	1				1,35	
SLU134	1	1	1,35	1	1,35				1,35	
SLU135	1	1	1,35	1,35	1				1,35	
SLU136	1	1	1,35	1,35	1,35				1,35	
SLU137	1	1,35	1	1	1				1,35	
SLU138	1	1,35	1	1	1,35				1,35	
SLU139	1	1,35	1	1,35	1				1,35	
SLU140	1	1,35	1	1,35	1,35				1,35	
SLU141	1	1,35	1,35	1	1				1,35	
SLU142	1	1,35	1,35	1	1,35				1,35	
SLU143	1	1,35	1,35	1,35	1				1,35	
SLU144	1	1,35	1,35	1,35	1,35				1,35	
SLU145	1,35	1	1	1	1				1,35	
SLU146	1,35	1	1	1	1,35				1,35	
SLU147	1,35	1	1	1,35	1				1,35	
SLU148	1,35	1	1	1,35	1,35				1,35	
SLU149	1,35	1	1,35	1	1				1,35	
SLU150	1,35	1	1,35	1	1,35				1,35	
SLU151	1,35	1	1,35	1,35	1				1,35	
SLU152	1,35	1	1,35	1,35	1,35				1,35	
SLU153	1,35	1,35	1	1	1				1,35	
SLU154	1,35	1,35	1	1	1,35				1,35	
SLU155	1,35	1,35	1	1,35	1				1,35	

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLU156	1,35	1,35	1	1,35	1,35				1,35	
SLU157	1,35	1,35	1,35	1	1				1,35	
SLU158	1,35	1,35	1,35	1	1,35				1,35	
SLU159	1,35	1,35	1,35	1,35	1				1,35	
SLU160	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35				1,35	
SLU161	1	1	1	1			1		1,35	
SLU162	1	1	1	1			1,35		1,35	
SLU163	1	1	1	1,35			1		1,35	
SLU164	1	1	1	1,35			1,35		1,35	
SLU165	1	1	1,35	1			1		1,35	
SLU166	1	1	1,35	1			1,35		1,35	
SLU167	1	1	1,35	1,35			1		1,35	
SLU168	1	1	1,35	1,35			1,35		1,35	
SLU169	1	1,35	1	1			1		1,35	
SLU170	1	1,35	1	1			1,35		1,35	
SLU171	1	1,35	1	1,35			1		1,35	
SLU172	1	1,35	1	1,35			1,35		1,35	
SLU173	1	1,35	1,35	1			1		1,35	
SLU174	1	1,35	1,35	1			1,35		1,35	
SLU175	1	1,35	1,35	1,35			1		1,35	
SLU176	1	1,35	1,35	1,35			1,35		1,35	
SLU177	1,35	1	1	1			1		1,35	
SLU178	1,35	1	1	1			1,35		1,35	
SLU179	1,35	1	1	1,35			1		1,35	
SLU180	1,35	1	1	1,35			1,35		1,35	
SLU181	1,35	1	1,35	1			1		1,35	
SLU182	1,35	1	1,35	1			1,35		1,35	
SLU183	1,35	1	1,35	1,35			1		1,35	
SLU184	1,35	1	1,35	1,35			1,35		1,35	
SLU185	1,35	1,35	1	1			1		1,35	
SLU186	1,35	1,35	1	1			1,35		1,35	
SLU187	1,35	1,35	1	1,35			1		1,35	
SLU188	1,35	1,35	1	1,35			1,35		1,35	
SLU189	1,35	1,35	1,35	1			1		1,35	
SLU190	1,35	1,35	1,35	1			1,35		1,35	
SLU191	1,35	1,35	1,35	1,35			1		1,35	
SLU192	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35		1,35	

8.6.2. Combinazioni SLV

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
SLV1	1	1	1	1	1					1
SLV2	1	1	1	1			1			1
SLV3	1	1	1	1	1			0,2		1
SLV4	1	1	1	1			1	0,2		1
SLV5	1	1	1	1	1				0,2	1
SLV6	1	1	1	1			1		0,2	1

8.6.3. Combinazioni SLE Rara

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
RARA1	1	1	1	1	1					
RARA2	1	1	1	1			1			
RARA3	1	1	1	1	1			1		
RARA4	1	1	1	1			1	1		
RARA5	1	1	1	1	1				1	
RARA6	1	1	1	1			1		1	

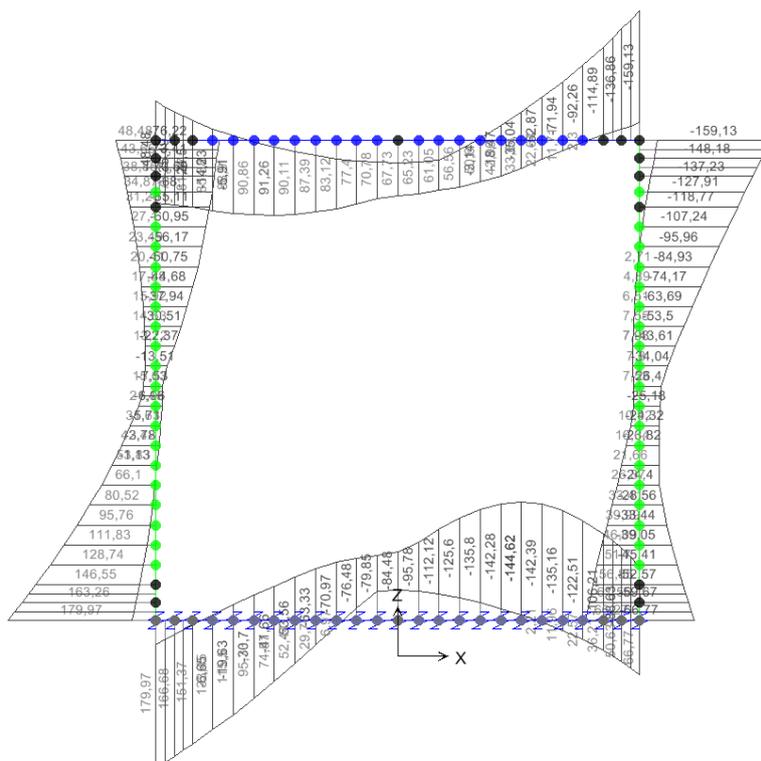
8.6.4. Combinazioni SLE Frequente

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
FREQ1	1	1	1	1	1					
FREQ2	1	1	1	1			1			
FREQ3	1	1	1	1	1			0,75		
FREQ4	1	1	1	1			1	0,75		
FREQ5	1	1	1	1	1				0,75	
FREQ6	1	1	1	1			1		0,75	

8.6.5. Combinazioni SLE Quasi Permanente

	g1	g2	g2-2	g3-1	g3-2	g3-3	g3-4	Qgr1-1	Qgr2a-1	Ex
QP1	1	1	1	1	1					
QP2	1	1	1	1			1			

8.7. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLU/SLV



8.8. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE RARA

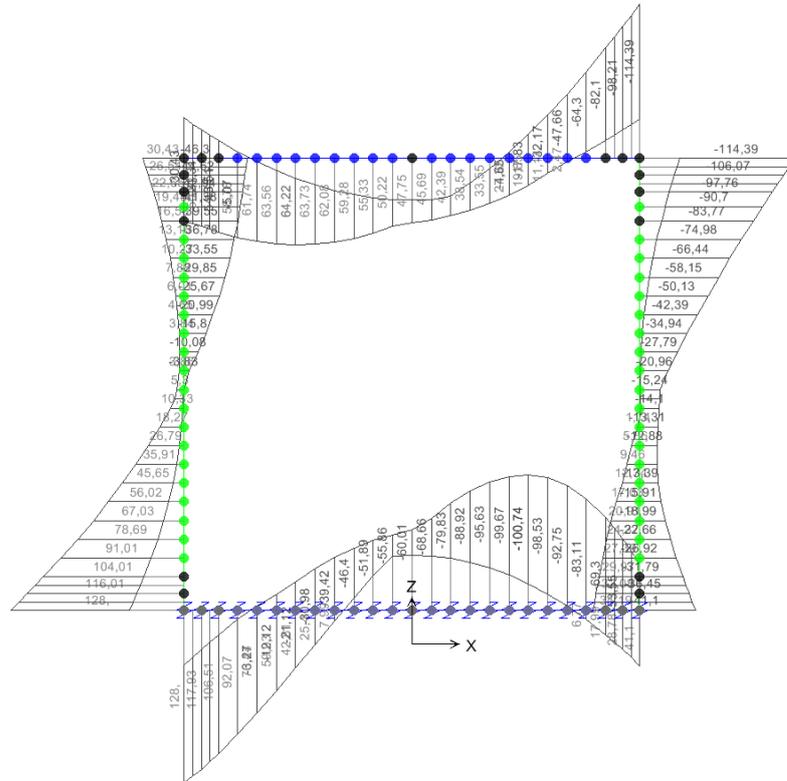


Figura 8-21 Momento flettente

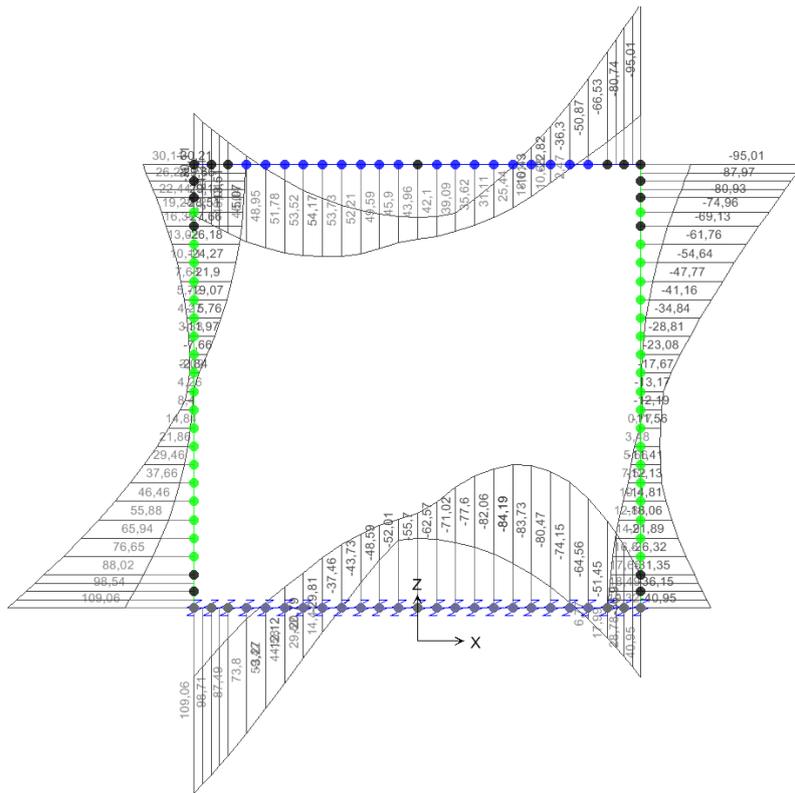


Figura 8-23 Momento flettente

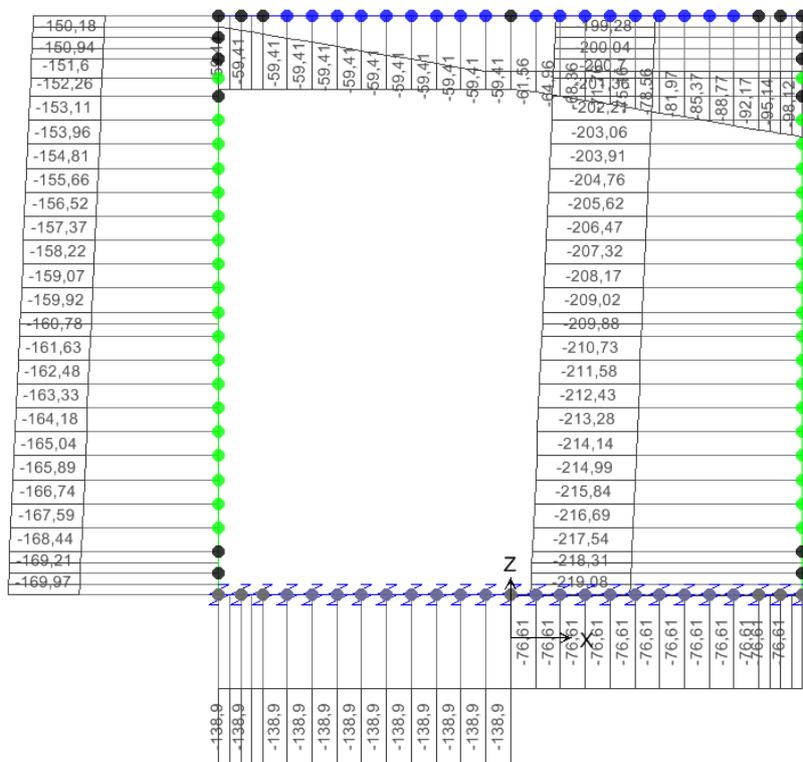


Figura 8-24 Azione assiale

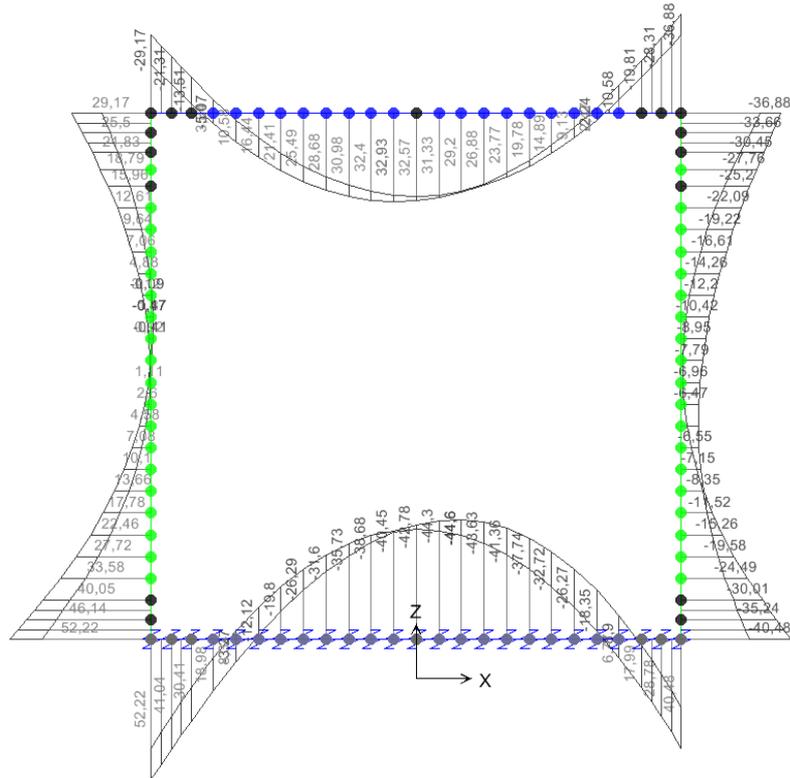
8.10. DIAGRAMMI DI INVILUPPO SLE QUASI PERMANENTE


Figura 8-25 Momento flettente

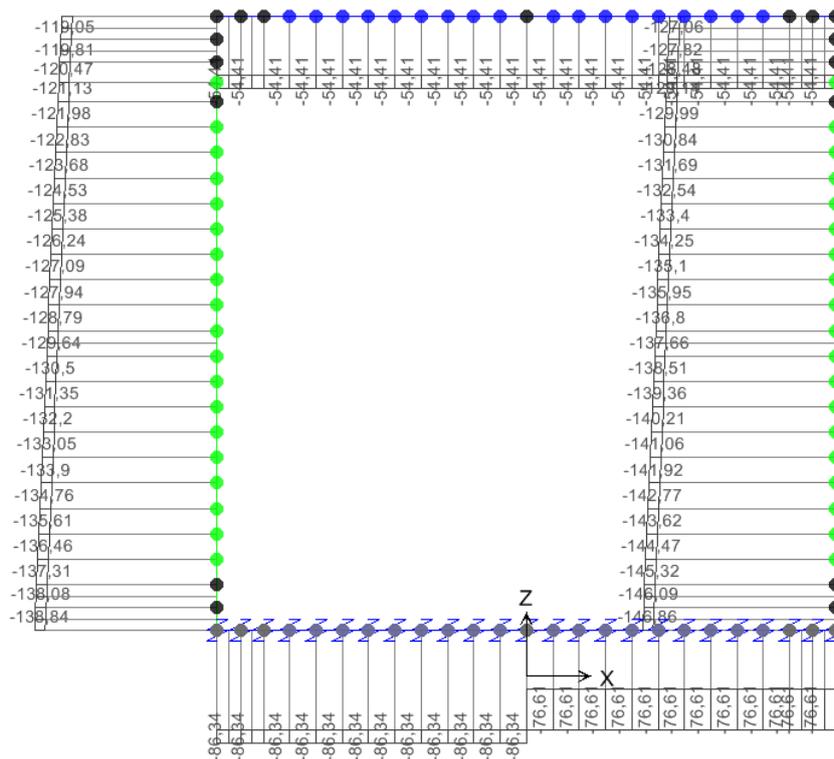
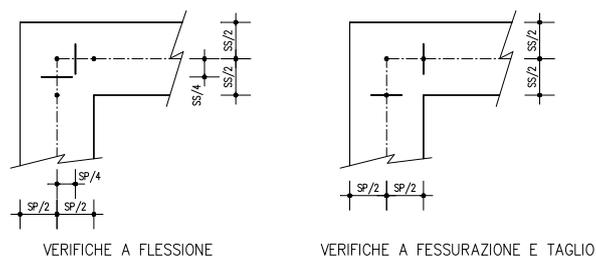


Figura 8-26 Azione assiale

8.11. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

Nel presente capitolo si conducono le verifiche strutturali in corrispondenza delle sezioni più sollecitate. Con riferimento alle sezioni di incastro, i valori di sollecitazione flettente e tagliante – utilizzati per le verifiche – sono stati valutati come illustrato nel seguente schema:



Nello specifico l'azione flettente viene ricavata dal modello numerico in corrispondenza della sezione posta a un quarto dello spessore dall'asse dell'elemento finito, l'azione tagliante viene invece valutata in corrispondenza della sezione posta a un mezzo dello spessore dall'asse dell'elemento finito. In via conservativa si trascura l'azione assiale negli elementi orizzontali (soletta di copertura e soletta di fondazione).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato di 30° e staffe verticali, mentre le verifiche in esercizio sono state condotte secondo i criteri seguenti:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dalle NTC2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR, QP e RARA.

Le massime aperture ammissibili per le strutture in ambiente aggressivo sono:

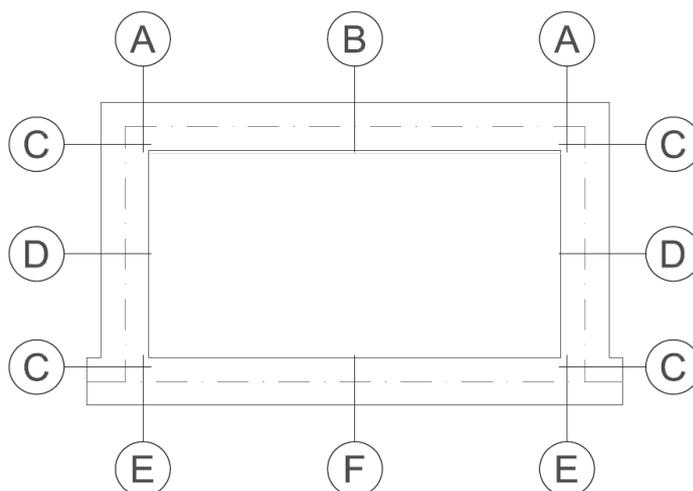
- combinazione di carico Frequente: $w_k \leq w_4 = 0.30\text{mm}$
- combinazione di carico Quasi Permanente: $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, si verifica che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la combinazione di azioni Quasi Permanente si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$;
- per la combinazione di azioni Rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk}$.

Per condurre le verifiche strutturali sono stati eseguiti gli involuipi delle azioni interne per tutte le tipologie di combinazioni di carico in precedenza definite; sono state in seguito individuate sei tipologie di sezioni in corrispondenza delle quali sono state valutate le azioni sollecitanti.

Le sei sezioni di cui sopra sono illustrate nel seguente schema:



Con "A" si indica la sezione di incastro e con "B" si indica la sezione in cui si verifica il massimo momento che tende le fibre inferiori della soletta di copertura. Con "C" si indica la sezione di incastro del piedritto, mentre con "D" la sezione di mezzera. Per quanto riguarda la soletta di fondazione, con "E" si individua la sezione di incastro mentre con "F" si indica la sezione di massimo momento flettente con fibre tese superiori. Nella seguente tabella si riportano i valori numerici delle azioni maggiormente sollecitanti:

sez.	SLU			SLE RARA		SLE FREQUENTE		SLE QUASI PERM	
	M (max/min) kNm	N kN	T kN	M (max/min) kNm	N kN	M (max/min) kNm	N kN	M (max/min) kNm	N kN
A	79	0	253	51	0	35	0	-11	0
	-137	0		-98	0	-81	0	-28	0
B	91	0	253	64	0	54	0	33	0
	-115	0		-82	0	-67	0	-20	0
C	73	-70	191	45	-87	30	-93	-15	-111
	-163			-116		-99		-46	
D	14	-79	105	4	-95	3	-102	0	-120
	-34			-21		-18		-8	
E	167	0	244	118	0	99	0	41	0
	-89	0		-54	0	-37	0	13	0
F	151	0	246	107	0	87	0	30	0
	-145	0		-101	0	-84	0	-45	0

Le convenzioni di segno adottate sono le seguenti: l'azione flettente è positiva se tende le fibre inferiori della soletta superiore e della fondazione e le fibre interne dei piedritti.

L'azione tagliante è riportata in valore assoluto, l'azione assiale è negativa se di compressione.

Poiché derivanti da un involucro, le azioni più gravose (utilizzate nelle verifiche) sono state scelte secondo i criteri seguenti: per quanto concerne le azioni flettenti e le azioni taglianti sono stati scelti i valori massimi e minimi; per le azioni assiali, invece, sono stati selezionati i valori massimi.

8.11.1. Soletta superiore
Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	35.0

Sezione di mezzeria:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1ϕ14/20" =	7.70 cm²
---	-----------------------------------	----------------------------

Armatura agli appoggi:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

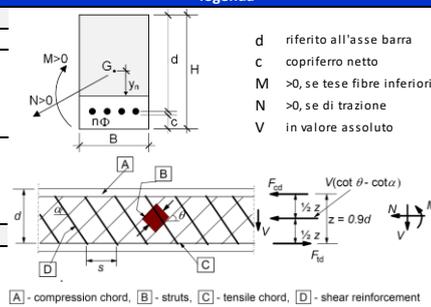
Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1ϕ14/20" =	7.70 cm²
---	-----------------------------------	----------------------------

Le sollecitazioni sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione. La soletta di copertura è costituita da un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 40$ MPa, ha uno spessore di 35 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura superiore e l'armatura inferiore sono costituite da uno strato di $\phi 22/20$.

A taglio vengono disposti degli spilli $\phi 10$ a maglia 20×40 in corrispondenza degli incastri.

La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.4 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

materiali		legenda		
calcestruzzo	acciaio			
R_{ck} 40 [MPa]	f_{yk} 450 [MPa]	d	riferito all'asse barra	α_{cc} coeff. effetti a lungo termine
f_{ck} 33,2 [MPa]	γ_s 1,15	C	copriferro netto	ν coeff. riduzione resistenza bielle
γ_c 1,5	f_{yd} 391,3 [MPa]	M	>0, se tese fibre inferiori	$\alpha_{eq} = E_s/E_c$
α_{cc} 0,85	E_s 200000 [MPa]	N	>0, se di trazione	k_t 0,6 azioni di breve durata
f_{ctd} 18,8 [MPa]	ϵ_{uk} 1,975 [‰]	V	in valore assoluto	k_1 0,4 azioni di lunga durata
ν 0,520				k_1 0,8 barre aderenza migliorata
ϵ_{c2} 2,0 [‰]				1,6 barre lisce
ϵ_{cu2} 2 [‰]				k_2 0,5 flessione
α_e 15,0				$(e_1+e_2)/2s_1$ trazione eccentrica
k_t 0,4				1 trazione pura
k_1 0,8	valori limite			k_3 3,4
k_3 3,4	0,45 f_{ck} 19,9 [MPa]			k_4 0,425
k_4 0,425	0,8 f_{yk} 360,0 [MPa]			σ >0 se di trazione
	$W_{k,lim}$ 0,4 [mm]			a_l traslazione armatura longitudinale



Soletta superiore M_{max} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU (M'yd)		
MEk	64,00 [kNm]	MEd	91,00 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0 [kN]
tensioni e fessure		VEd	253,00 [kN]
Mdec	0,0 [kNm]	presso-flessione	
Mcr	60,6 [kNm]	M'yd	162,2 [kNm]
		FS	1,78
yn	-7,97 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-5,0 [MPa]	VRdc	173,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-16,0 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	141,3 [MPa]		
		VRds	329,4 [kN]
k ₂	0,5	VRdmax	1049,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,42 [%]	θ	30,0 [°]
Sr,max	38,5 [cm]	sezione duttile	
wk	0,163 [mm]	ai	21,4 [cm]

Soletta superiore M_{min} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU (M'yd)		
MEk	98,00 [kNm]	MEd	137,00 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0 [kN]
tensioni e fessure		VEd	253,00 [kN]
Mdec	0,0 [kNm]	presso-flessione	
Mcr	60,6 [kNm]	M'yd	162,2 [kNm]
		FS	1,18
yn	-7,97 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-7,7 [MPa]	VRdc	173,7 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-24,5 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	216,3 [MPa]		
		VRds	329,4 [kN]
k ₂	0,5	VRdmax	1049,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,71 [%]	θ	30,0 [°]
Sr,max	38,5 [cm]	sezione duttile	
wk	0,274 [mm]	ai	21,4 [cm]

Soletta superiore M_{max} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
MEk	54,00 [kNm]
NEk	0 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec	0,0 [kNm]
Mcr	60,6 [kNm]
yn	-7,97 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-4,2 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-13,5 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	119,2 [MPa]
k ₂	0,5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]
Sr,max	- [cm]
wk	- [mm]

Soletta superiore M_{min} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M_{Ek}	81,00 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec}	0,0 [kNm]
M_{cr}	60,6 [kNm]
y_n	-7,97 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-6,3 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-20,2 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	178,8 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,54 [‰]
$S_{r,max}$	38,5 [cm]
w_k	0,206 [mm]

Soletta superiore M_{max} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M_{Ek}	33,00 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec}	0,0 [kNm]
M_{cr}	60,6 [kNm]
y_n	-7,97 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-2,6 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-8,2 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	72,8 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]
$S_{r,max}$	- [cm]
w_k	- [mm]

Soletta superiore M_{min} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	7,5	19,01	
5	22	27,5	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M_{Ek}	28,00 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec}	0,0 [kNm]
M_{cr}	60,6 [kNm]
y_n	-7,97 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-2,2 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-7,0 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	61,8 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]
$S_{r,max}$	- [cm]
w_k	- [mm]

8.11.2. Piedritti
Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	35.0

Sezione di mezzeria:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1∅22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	7.2+∅/2 =	8.3 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1∅22/20" + 1∅22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	7.2+∅/2 =	8.3 cm

Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1∅14/20" =	7.70 cm²
--	-------------------	----------------------------

Armatura agli appoggi:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1∅22/20" =	19.01 cm²
Copriferro c (cm)	7.2+∅/2 =	8.3 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1∅22/20" + 1∅22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	7.2+∅/2 =	8.3 cm

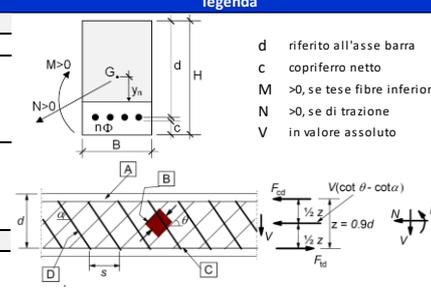
Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1∅14/20" =	7.70 cm²
--	-------------------	----------------------------

Il piedritto è costituito da un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 40$ MPa, ha uno spessore di 35 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da uno strato di $\phi 22/20$, mentre quella esterna da uno strato di $\phi 22/20 + \phi 22/40$.

A taglio vengono disposti degli spilli $\phi 8$ a maglia 40×40 lungo il piedritto. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.4 cm), il diametro della staffa (0.8 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

materiali		acciaio		legenda	
calcestruzzo		acciaio			
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]	d	riferito all'asse barra
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15	c	copriferro netto
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]	M	>0, se tese fibre inferiori
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]	N	>0, se di trazione
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	1,975 [%]	V	in valore assoluto
v	0,520				
ϵ_{c2}	2,0 [%]				
ϵ_{cu2}	2 [%]				
α_e	15,0				
k_t	0,4				
k_1	0,8				
k_3	3,4				
k_4	0,425				
		valori limite			
		0,45 f_{ck}	19,9 [MPa]		
		0,8 f_{yk}	360,0 [MPa]		
		$w_{k,lim}$	0,4 [mm]		

legenda	
α_{cc}	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
α_e	=E _s /E _c
k_t	0,6 azioni di breve durata
N	0,4 azioni di lunga durata
k_1	0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
k_2	0,5 flessione
	($\epsilon_1 + \epsilon_2$)/2 ϵ_s trazione eccentrica
	1 trazione pura
k_3	3,4
k_4	0,425
σ	>0 se di trazione
al	traslazione armatura longitudinale



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement

Piedritto M_{max} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	8,3	28,51	
5	22	26,7	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU (M'yd)	
M _{Ek}	45,00 [kNm]	M _{Ed} 73,00 [kNm]	
N _{Ek}	-87 [kN]	N _{Ed} -70 [kN]	
tensioni e fessure			
M _{dec}	5,1 [kNm]	V _{Ed} 191,00 [kN]	
M _{cr}	65,1 [kNm]	presso-flessione	
		M'yd	165,7 [kNm]
		FS	2,27
		taglio	
y _n	-6,57 [cm]	V _{Rdc}	179,5 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-3,7 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-13,2 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$	79,2 [MPa]		
		V _{Rds}	102,3 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1018,6 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%o]	θ	30,0 [°]
S _{r,max}	- [cm]	sezione duttile	
w _k	- [mm]	ai	20,8 [cm]

Piedritto M_{min} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	8,3	19,01	
7,5	22	26,7	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU (M'yd)	
M _{Ek}	116,00 [kNm]	M _{Ed} 163,00 [kNm]	
N _{Ek}	-87 [kN]	N _{Ed} -70 [kN]	
tensioni e fessure			
M _{dec}	4,8 [kNm]	V _{Ed} 191,00 [kN]	
M _{cr}	66,8 [kNm]	presso-flessione	
		M'yd	236,7 [kNm]
		FS	1,45
		taglio	
y _n	-5,91 [cm]	V _{Rdc}	204,4 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-8,4 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-35,9 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$	164,6 [MPa]		
		V _{Rds}	102,3 [kN]
k ₂	0,5	V _{Rdmax}	1018,6 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,56 [%o]	θ	30,0 [°]
S _{r,max}	34,7 [cm]	sezione duttile	
w _k	0,195 [mm]	ai	26,7 [cm]

Piedritto M_{max} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	8,3	28,51	
5	22	26,7	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M _{Ek}	30,00 [kNm]
N _{Ek}	-93 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	5,5 [kNm]
M _{cr}	65,4 [kNm]
y _n	-5,45 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-2,4 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-11,2 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	43,7 [MPa]
k ₂	0,5
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%o]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]

Piedritto M_{min} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	8,3	19,01	
7,5	22	26,7	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M _{EK}	99,00 [kNm]
N _{EK}	-93 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	5,1 [kNm]
M _{cr}	67,1 [kNm]
y _n	-5,74 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-7,2 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-31,8 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	137,1 [MPa]
k ₂	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,42 [%]
S _{r,max}	34,6 [cm]
w _k	0,147 [mm]

Piedritto M_{max} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	8,3	28,51	
5	22	26,7	19,01	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M _{EK}	15,00 [kNm]
N _{EK}	-111 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	6,5 [kNm]
M _{cr}	66,5 [kNm]
y _n	0,83 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-1,1 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-8,9 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	7,4 [MPa]
k ₂	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]

Piedritto M_{min} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	7,2	26,7	24,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	22	8,3	19,01	
7,5	22	26,7	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	40	90	2,51

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M _{EK}	46,00 [kNm]
N _{EK}	-111 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec}	6,1 [kNm]
M _{cr}	68,1 [kNm]
y _n	-4,29 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-3,4 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-18,8 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	51,7 [MPa]
k ₂	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]
S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]

8.11.3. Soletta di fondazione
Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	35.0

Sezione di mezzeria:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" + 1ϕ22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" + 1ϕ22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1ϕ14/20" =	7.70 cm²
---	-----------------------------------	----------------------------

Armatura agli appoggi:

Armatura intradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" + 1ϕ22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura estradosso, A_a (cm²)	1ϕ22/20" + 1ϕ22/40" =	28.51 cm²
Copriferro c (cm)	6.4+ϕ/2 =	7.5 cm

Armatura ripartizione, A_a (cm²)	1ϕ14/20" =	7.70 cm²
---	-----------------------------------	----------------------------

Le sollecitazioni sono state ottenute trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione. La soletta di fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 40$ MPa, ha uno spessore di 35 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura superiore e l'armatura inferiore sono costituite da uno strato di $\phi 22/20 + \phi 22/40$.

A taglio vengono disposti degli spilli $\phi 10$ a maglia 20×40 .

La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (5.0 cm) sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (1.4 cm) e il raggio della barra di armatura interna.

materiali		legenda		
calcestruzzo		acciaio		
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]	α_{cc} coeff. effetti a lungo termine
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15	ν coeff. riduzione resistenza bielle
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]	$\alpha_{cs} = E_s/E_c$
α_{ccc}	0,85	E_s	200000 [MPa]	k_t 0,6 azioni di breve durata
f_{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	1,975 [%]	0,4 azioni di lunga durata
ν	0,520			k_1 0,8 barre aderenza migliorata
ϵ_{c2}	2,0 [%]			1,6 barre lisce
ϵ_{cu2}	2 [%]			k_2 0,5 flessione
α_e	15,0			$(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2$, trazione eccentrica
k_t	0,4			1 trazione pura
k_1	0,8	valori limite		k_3 3,4
k_3	3,4	$0,45 f_{ck}$	19,9 [MPa]	k_4 0,425
k_4	0,425	$0,8 f_{yk}$	360,0 [MPa]	σ >0 se di trazione
		$w_{k,lim}$	0,4 [mm]	a_l traslazione armatura longitudinale

$M > 0$
 $N > 0$

F_{gd} , F_{td} , V , $z = 0.9d$

legenda

d riferito all'asse barra
 c copriferro netto
 M > 0, se tese fibre inferiori
 N > 0, se di trazione
 V in valore assoluto

Soletta di fondazione M_{max} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU (M'yd)	
M _{Ek} 118,00 [kNm]	M _{Ed} 167,00 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0 [kN]	
tensioni e fessure	prezzo-flessione	
M _{dec} 0,0 [kNm]	M'yd 235,5 [kNm]	
M _{cr} 64,5 [kNm]	FS 1,41	
taglio		
γ_n -6,75 [cm]	V _{Rdc} 198,9 [kN]	
$\sigma_{c,min}$ -7,6 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$ -34,6 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$ 178,7 [MPa]	V _{Rds} 329,4 [kN]	
k_2 0,5	V _{Rdmax} 1049,1 [kN]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,62 [‰]	θ 30,0 [°]	
S _{r,max} 32,4 [cm]	sezione duttile	
w _k 0,202 [mm]	ai 21,4 [cm]	

Soletta di fondazione M_{min} , SLU-SLV, Rara

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU (M'yd)	
M _{Ek} 101,00 [kNm]	M _{Ed} 145,00 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ed} 0 [kN]	
tensioni e fessure	prezzo-flessione	
M _{dec} 0,0 [kNm]	M'yd 235,5 [kNm]	
M _{cr} 64,5 [kNm]	FS 1,62	
taglio		
γ_n -6,75 [cm]	V _{Rdc} 198,9 [kN]	
$\sigma_{c,min}$ -6,5 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$ -29,7 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$ 153,0 [MPa]	V _{Rds} 329,4 [kN]	
k_2 0,5	V _{Rdmax} 1049,1 [kN]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,50 [‰]	θ 30,0 [°]	
S _{r,max} 32,4 [cm]	sezione duttile	
w _k 0,161 [mm]	ai 21,4 [cm]	

Soletta di fondazione M_{max} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
M _{Ek} 99,00 [kNm]	
N _{Ek} 0 [kN]	
tensioni e fessure	
M _{dec} 0,0 [kNm]	
M _{cr} 64,5 [kNm]	
taglio	
γ_n -6,75 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -6,4 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -29,1 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 149,9 [MPa]	
k_2 0,5	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,48 [‰]	
S _{r,max} 32,4 [cm]	
w _k 0,156 [mm]	

Soletta di fondazione M_{min} , Frequente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
MEk	84,00 [kNm]
NEk	0 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec	0,0 [kNm]
Mcr	64,5 [kNm]
y_n	-6,75 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-5,4 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-24,7 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	127,2 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,38 [‰]
$S_{r,max}$	32,4 [cm]
w_k	0,124 [mm]

Soletta di fondazione M_{max} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
MEk	41,00 [kNm]
NEk	0 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec	0,0 [kNm]
Mcr	64,5 [kNm]
y_n	-6,75 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-2,7 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-12,0 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	62,1 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [‰]
$S_{r,max}$	- [cm]
w_k	- [mm]

Soletta di fondazione M_{min} , Quasi Permanente

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	35	6,4	27,5	24,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sI}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7,5	22	7,5	28,51	
7,5	22	27,5	28,51	
5				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	
MEk	45,00 [kNm]
NEk	0 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec	0,0 [kNm]
Mcr	64,5 [kNm]
y_n	-6,75 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-2,9 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-13,2 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	68,2 [MPa]
k_2	0,5
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [‰]
$S_{r,max}$	- [cm]
w_k	- [mm]

8.11.4. Sintesi risultati

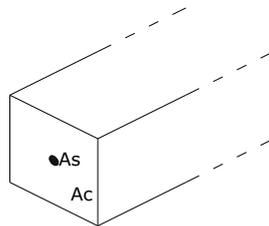
Fattori sicurezza verifiche SLU

	FS
Soletta superiore - Mmax	1.78
Soletta superiore - Mmin	1.18
Soletta superiore - Taglio	1.30
Piedritti - Mmax	2.27
Piedritti - Mmin	1.45
Piedritti – Taglio	-
Soletta inferiore - Mmax	1.41
Soletta inferiore - Mmin	1.62
Soletta inferiore - Taglio	1.34

8.12. VERIFICA EFFETTI LONGITUDINALI DA RITIRO

Vengono discussi gli effetti dovuti al ritiro nel calcestruzzo che provocano stati interni di coazione con l'armatura. Scopo della trattazione è quello di verificare l'armatura minima longitudinale nella parte in elevazione del muro.

Per il calcolo delle coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro si consideri una sezione di area unitaria A_c con un'unica barra di armatura di area A_s come rappresentato nell'immagine sottostante:



Si assumono le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra calcestruzzo ed acciaio;
- deformata piana della sezione in calcestruzzo;
- comportamento del calcestruzzo e dell'acciaio elastico e lineare,

Le equazioni di equilibrio, congruenza e legame dell'insieme calcestruzzo + acciaio che governano il fenomeno sono:

- $N_c + N_s = 0$ (equazione di equilibrio)
- $\varepsilon_r = \varepsilon_s - \varepsilon_c$ (equazione di congruenza)
- $N_c = A_c \sigma_c = A_c E_c \varepsilon_c$ (equazione legame costitutivo del calcestruzzo)
- $N_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s$ (equazione legame costitutivo dell'acciaio)

Sostituendo le equazioni di legame in quella di equilibrio ed esprimendo la deformazione del calcestruzzo in funzione di quella dell'acciaio si ha:

$$N_s = -N_c = A_s E_s A_c E_c \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c)$$

Il comportamento viscoso del calcestruzzo viene considerato attraverso l'abbattimento del modulo elastico, pertanto è necessario sostituire il valore di E_c con E_c^* . Le tensioni sull'acciaio e sul calcestruzzo risultano quindi pari a:

$$\sigma_s = A_c E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

$$\sigma_c = -A_s E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a 35 cm, ed un calcestruzzo C32/40 classe R.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 35 \text{ cm}$$

$$A_{s,\text{long}} = 1+1\phi 14/20 = 1539 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$$

8.13. INCIDENZA ARMATURA

Con riferimento ai calcoli sopra riportati di seguito si riportano le incidenze di armatura per gli elementi strutturali costituenti l'opera sono:

TOMBINO SCATOLARE (solette e piedritti): $I = 160 \text{ kg/m}^3$

MANUFATTO DI IMBOCCO FONDAZIONE: $I = 100 \text{ kg/m}^3$

MANUFATTO DI IMBOCCO ELEVAZIONE: $I = 90 \text{ kg/m}^3$

Deformazione da ritiro:

Concrete class C30/37	f_{ck} (Mpa)	33,2	R
Concrete elastic modulus	E_{cm} (Gpa) =	33,643	
element thickness	s (mm) =	350	
exposed surfaces	n° =	2	
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm) =	350	
relative humidity	UR% =	75	
age of concrete in days	t (gg)	36500	
age of concrete at loading in days/ t_0	t_s (gg) =	7	
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1} =	6	
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2} =	0,11	
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa) =	10	
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa) =	33,2	
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa) =	41,2	
coefficient for UR%	β_{RH} =	0,90	
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0} =	0,00043	
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$ =	0,99	
coefficient depending on the notional size	k_h =	0,7	
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$ =	0,30	
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$ =	1	
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$ =	0,000058	
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$ =	0,058	
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$ =	0,3541	
Equivalent thermal effect	ΔT °C =	35,4	

concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Kh value	h_0	k_h
	100	1
	200	0,85
	300	0,75
	>500	0,7

parameters for $E_{long\ term}$ calculation

α_1	0,892
α_2	0,968
α_3	0,922
t_0	7,000
φ_{RH}	1,274
$\beta(t_0)$	0,635
$\beta(f_{cm})$	2,617
β_H	834,222
φ_0	2,116
$\beta_c(t, t_0)$	0,993
$\varphi(t, t_0)$	2,102

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione $\epsilon_r = 0.400 \text{ ‰}$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto minore di quello calcolato sopra, e pari a $\phi(t=\infty) = 1.6$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 12940 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = 74.91 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -0.33 \text{ N/mm}^2$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione il calcestruzzo; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.