



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

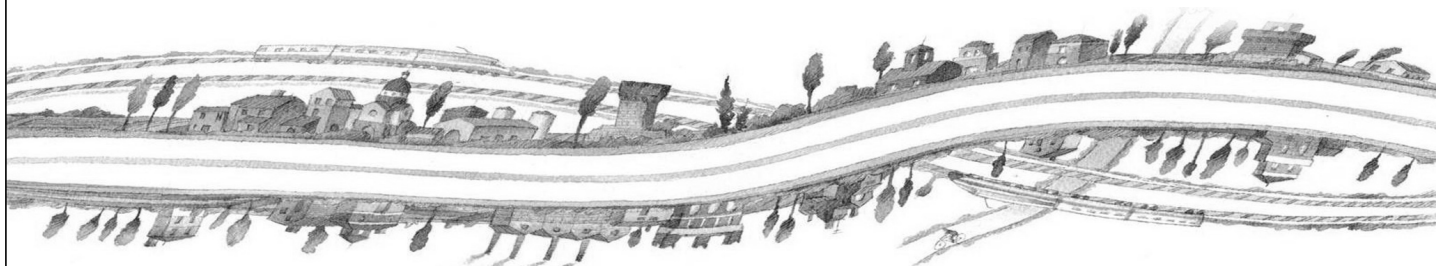
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - SOTTOVIA VIABILITA' INTERFERITA

VST29 - SOTTOVIA VIA CASTELLINA

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA



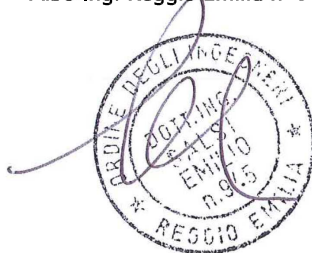
IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Bologna n° 3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				GADOTTI	DE FAZIO	SALSI		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
3346	PD	0	V51	VST29	0	OM	RC	01	A	

I N D I C E

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4. INCIDENZE	8
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
5.1. Durabilità e prescrizioni sui materiali	9
6. CRITERI DI CALCOLO	11
6.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	11
6.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONI STATICHE	12
6.2.1. Spinte a riposo	13
6.2.2. Spinte attive in condizioni sismiche	13
6.2.2.1 <i>Rilevato asciutto.....</i>	<i>14</i>
6.2.2.2 <i>Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....</i>	<i>15</i>
6.2.2.3 <i>Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....</i>	<i>15</i>
6.2.2.4 <i>Rilevato parzialmente immerso.....</i>	<i>17</i>
6.2.2.5 <i>Punto di applicazione delle spinte attive sismiche.....</i>	<i>17</i>
6.2.3. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi	18
6.3. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	19
6.4. COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
6.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU	21
6.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE	23
6.4.3. Combinazioni per la condizione sismica.....	24
7. PARAMETRI GEOTECNICI	25
8. SOTTOPASSO SCATOLARE.....	26
8.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE	27
8.1.1. Modellazione adottata	27
8.2. ANALISI DEI CARICHI	29
8.2.1. Carichi elementari applicati:	31
8.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati	40
8.2.3. Spinta delle terre	40
8.2.3.1 <i>In presenza di falda esterna allo scatolare.....</i>	<i>40</i>
8.2.4. Spinta della falda interna allo scatolare	42
8.2.5. Carichi veicolari sulla soletta superiore	42

8.2.5.1	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	43
8.2.5.2	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	43
8.2.5.3	<i>Sovraccarico uniforme da 20kN/m2</i>	46
8.2.6.	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	46
8.2.6.1	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	46
8.2.6.2	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	47
8.2.6.3	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	48
8.2.7.	Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	50
8.2.8.	Frenatura.....	50
8.2.9.	Azioni sismiche.....	51
8.2.10.	Azioni termiche.....	52
8.2.11.	Ritiro.....	53
8.3.	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	55
8.3.1.	Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO.....	56
8.3.2.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara.....	58
8.3.3.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	60
8.3.4.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente.....	61
8.3.5.	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	62
8.4.	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	64
8.5.	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	71
8.5.1.1	<i>Riepilogo dei Risultati</i>	72
8.5.2.	Soletta superiore	72
8.5.3.	Piedritti	76
8.5.4.	Soletta inferiore	78
8.5.5.	Verifiche allo stato limite ultimo per taglio.....	82
8.5.5.1	<i>Soletta superiore attacco piedritto</i>	82
8.5.5.2	<i>Soletta inferiore attacco piedritto</i>	83
8.5.5.3	<i>Piedritto</i>	84
8.5.6.	Armatura di ripartizione dello scatolare	85
8.5.6.1	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	87
9.	MURI AD “U” – CONCIO 1	88
9.1.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	89
9.1.1.	Modellazione adottata	89
9.2.	ANALISI DEI CARICHI	90
9.2.1.	Carichi elementari applicati:	91
9.2.2.	Peso proprio e carichi permanenti portati	95
9.2.3.	Spinta delle terre	95
9.2.4.	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	97
9.2.5.	Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione del muro	97
9.2.6.	Azioni sismiche inerziali e sovrappinta simica	97

9.3. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	99
9.3.1. Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO	99
9.3.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara	100
9.3.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	101
9.3.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente	102
9.3.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	102
9.4. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	104
9.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE	108
9.5.1. Flessione	109
9.5.1.1 <i>Piedritti</i>	109
9.5.1.2 <i>Soletta inferiore</i>	111
9.5.2. Taglio	114
9.5.2.1 <i>Piedritto</i>	114
9.5.2.2 <i>Soletta inferiore</i>	115
10. MURI AD “U” – CONCIO 2	116
10.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE	117
10.1.1. Analisi	117
10.2. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	117
10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE	121
10.4. nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d’attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;	121
10.4.1. Flessione	122
10.4.1.1 <i>Piedritti</i>	122
10.4.1.2 <i>Soletta inferiore</i>	124
10.4.2. Taglio	127
10.4.2.1 <i>Piedritto</i>	127
10.4.2.2 <i>Soletta inferiore</i>	128
11. MURI AD “U” – VASCA DI RACCOLTA DELLE ACQUE	129
11.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE	131
11.1.1. Modellazione adottata	131
11.2. ANALISI DEI CARICHI	133
11.2.1. Carichi elementari applicati:	134
11.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati	136
11.2.3. Spinta delle terre	136
11.2.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	137
11.2.5. Azione sismica orizzontale	138
11.3. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	139

11.3.1. Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO	139
11.3.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara	139
11.3.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	140
11.3.4. combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente	140
11.3.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	140
11.4. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	142
11.4.1. Flessione	145
11.4.1.1 <i>Soletta superiore</i>	145
11.4.1.2 <i>Piedritto</i>	147
11.4.2. Taglio	150
11.4.2.1 <i>Soletta</i>	150
11.4.2.2 <i>Piedritto</i>	151
12. VERIFICHE GEOTECNICHE	152
12.1. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	152
12.2. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO SCATOLARE	154
12.3. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO MURI A U	156

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo riguarda il sottopasso scatolare previsto nell'ambito della realizzazione del Sottovia VST 29 all'interno della viabilità V51 situato alla prog. Km 25+612. La viabilità in oggetto rientra nell'ambito dei lavori di costruzione dell'Autostrada Regionale Cispadana, dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara sud sulla A13.

L'opera la cui sezione in retto misura 4.00x5.10m si sviluppa complessivamente per 39.20 ml. L'altezza di ricoprimento assunta ai fini del calcolo della struttura è pari a 1.10m.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE STRUTTURALI
OPERE D'ARTE MAGGIORI – SOTTOVIA VIABILITA' INTERFERITA
VST29 - SOTTOVIA VIA CASTELLINA
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nell'elaborato PD_0_0000_0000_GE_KT_01 - ELENCO NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Per quanto attiene alle normative di riferimento si veda l'elaborato generale:

PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01

Per quanto attiene gli aspetti geotecnici si veda l'elaborato:

PD_0_V29_V00_000GT_RB_01 Relazione Geotecnica

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera:

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA						
INCIDENZE ACCIAIO						
03 - SOTTOPASSI						
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc			Incidenza kg/mq
			Fondazione	Elevazione	Soletta	Copertura metallica
V29-VST51	Sottopasso via Castellina km 25+612	SOTTOPASSO	125	130	130	50
V29-VST51	Sottopasso via Castellina km 25+612	MURI AD U	100	95		
V29-VST51	Sottopasso via Castellina km 25+612	VASCA DI SOLLEVAMENTO	120	120	120	

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali descritti nell'elaborato

PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01 - TABELLA MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE CALCESTRUZZO

5.1. 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 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

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

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

I copriferri da adottarsi in progetto sono individuati negli elaborati

PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01 - TABELLA MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE CALCESTRUZZO

PD_0_0000_0000_GE_KT_02 - VITA UTILE E CLASSI D'USO DELLE OPERE

In accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si assume che le condizioni ambientali siano ordinarie per tutte le parti della struttura ad eccezione dei cordoli, ove previsti. La classe di esposizione XF4 per la soletta superiore è definita al solo fine di individuare lo stesso mix-design dei cordoli.

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

TABELLA 5.1-1 - DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI (TABELLA 4.2.III NTC 2008)

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w3
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w1
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1

TABELLA 5.1-2 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)

I valori evidenziati in grigio chiaro si riferiscono agli elementi dello scatolare e dei "muri ad U".

I valori evidenziati in grigio scuro si riferiscono agli elementi della vasca.

I valori in bianco si riferiscono al Cordolo per Guard Rail

Valore limite 1 per l'apertura delle fessure

w₁

0.2	[mm]
0.3	[mm]
0.4	[mm]

Valore limite 2 per l'apertura delle fessure

w₂

Valore limite 3 per l'apertura delle fessure

w₃

6. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h g \qquad \text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §6.2.3, assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = a_{\max}/g$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g , \text{ con } \beta_m=1$$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$ (β_m da Tab 7.11.II)

in questo caso $\beta_m = 0.31$,

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

6.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONI STATICHE

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (6-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6-2)$$

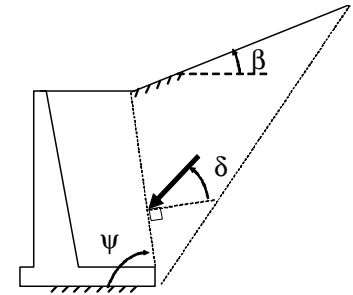
È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

(6-3)



Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

6.2.1. Spinte a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (6-4)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, può essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (6-5)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC} =$ grado di sovraconsolidazione.

6.2.2. Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h \cdot g$ Verticale = $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (6-6)$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(6-7)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

6.2.2.1 Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

6.2.2.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

6.2.2.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovrappinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche

e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico

3. **Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

6.2.3. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, 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 quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con " h_{tot} " altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

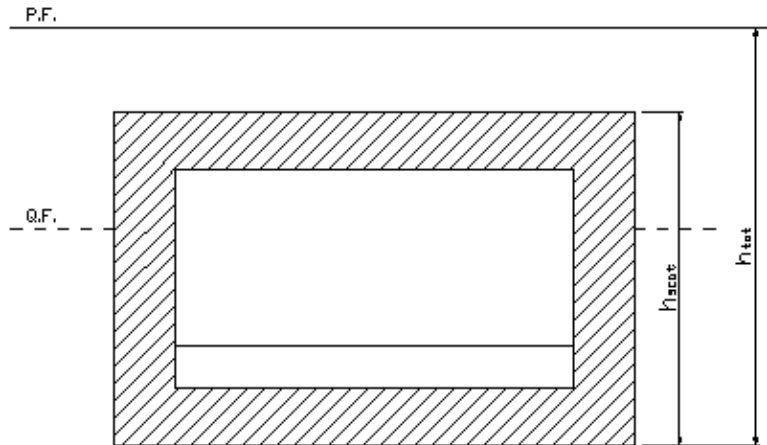


FIGURA 6-2 ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

6.3. 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.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

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.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

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.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

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

TABELLA 6.1 VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

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

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

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

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Per maggiori dettagli si veda l'elaborato:

PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02_A

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della 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 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;

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

L'opera in oggetto ricade nelle vicinanze del comune di Novi di Modena, MO di cui si riportano le caratteristiche sismiche in funzione del periodo di ritorno del sisma definito nella tabella precedente :

	Periodo di ritorno SLV [anni]	a_g/g	F_0	T_c^* (s)	Categoria sottosuolo	S_s	a_{max}/g
Sottovia Poderale	1901	0.244	2.471	0.284	C	1.3380	0.326
Muri ad U per Sottovia Poderali	478	0.1381	2.5798	0.2693	C	1.4860	0.205

TABELLA 6.3-2 – CARATTERISTICHE SISMICHE

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le verifiche sismiche delle opere provvisorie saranno omesse in quanto la loro durata prevista è inferiore a 2 anni.

6.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

6.4.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali)

combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1

TABELLA 6.3 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

TABELLA 6.4- COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEL SISTEMA

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni sono dedotti dalla tabella 5.1.V del D.M. 14 Gennaio 2008

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

6.4.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.4.3. Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

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

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

7. PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del manufatto scatolare si utilizzano i parametri seguenti, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [1]:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 23.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.609$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.438$ (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 19.50$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 19.50$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{pav} = 22.00$ kN/m³.

Per il calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti dei muri di imbocco ad U si considerano invece i seguenti parametri, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [1]:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 23.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.609$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.438$ (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 18.50$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 18.50$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

8. SOTTOPASSO SCATOLARE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:

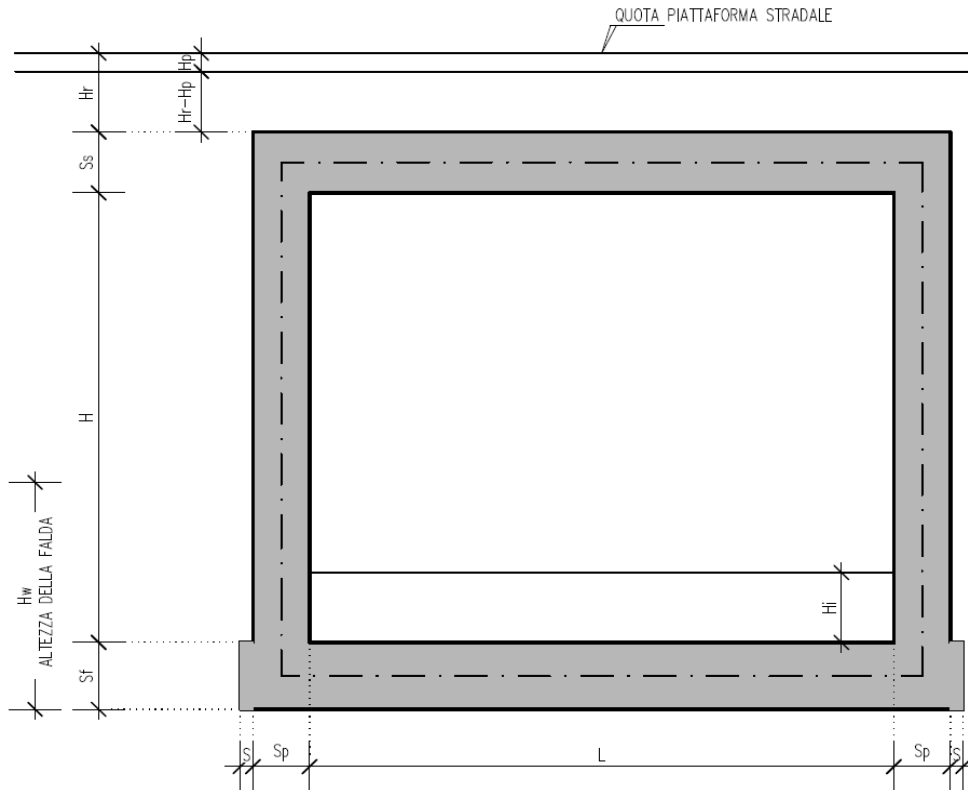


FIGURA 8-1 – SEZIONE TIPOLOGICA

L	=	4.00	m
H	=	5.10	m
Hr	=	0.87	m
Hp	=	0.50	m
Sp	=	0.60	m
Ss	=	0.60	m
S	=	0.20	m
Sf	=	0.70	m
Hi	=	1.15	m
Falda		si	
Hw	=	3.25	m

rispetto ad intradosso soletta inferiore

TABELLA 8-1 - DIMENSIONI GEOMETRICHE (SEZIONE IN RETTO)

8.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus 7.2.4.4) schematizzando i vari setti con elementi "beam".

8.1.1. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 108 beam elements e da 108 nodi (figure 2a e 2b); l'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

L'analisi strutturale è 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.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle 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 le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 31447 / 32588 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente per classe di resistenza C25/30 e C28/35.

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

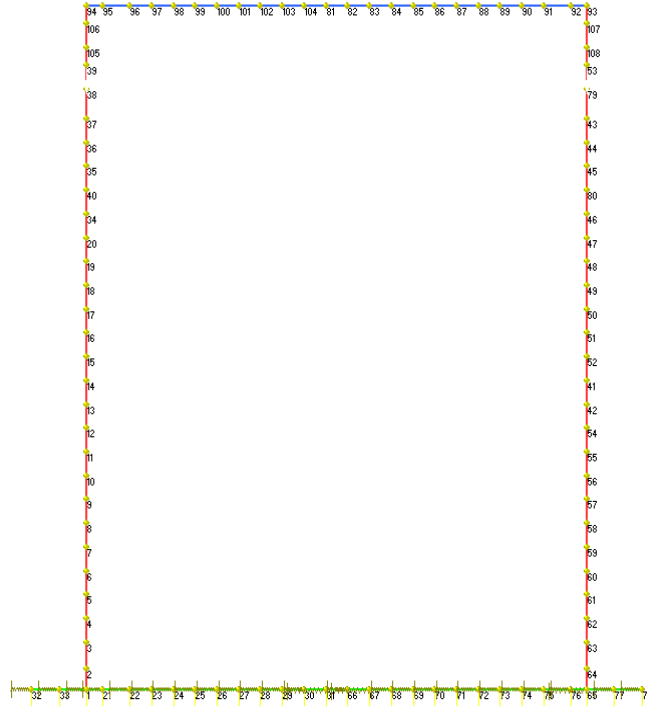


FIGURA 8.1-1- NUMERAZIONE DEI NODI

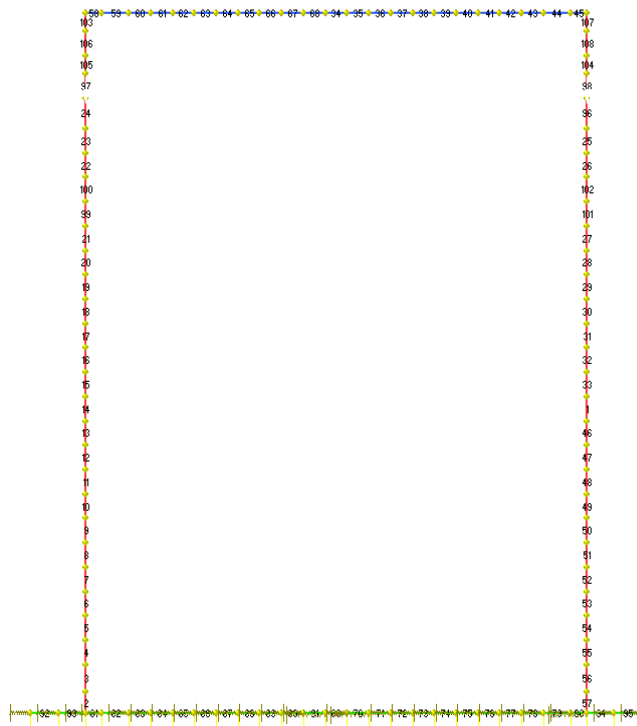


FIGURA 8.1-2 - NUMERAZIONE DELLE ASTE

8.2. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Vengono prese in considerazione n°36 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 36), di seguito determinate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (pavimentazione)
3	Gk	CDC=Gk (sottofondo)
4	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto sx k0 falda alta)
5	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto dx K0 falda alta)
6	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto sx k0 falda bassa)
7	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto dx K0 falda bassa)
8	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto sx)
9	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto dx)
10	Gk	CDC=Gk (falda alta)
11	Gk	CDC=Gk (falda bassa)
12	Qk	CDC=Qk (Spinta sismica Wood sx)
13	Qk	CDC=Qk (Spinta sismica Wood dx)
14	Qk	CDC=Qk (Inerzia sismica orizzontale)
15	Qk	CDC=Qk (Inerzia sismica verticale)
16	Qk	CDC=Qk (carico q)
17	Qk	CDC=Qk (Q1k centrato)
18	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto sx)
19	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto dx)
20	Qk	CDC=Qk (frenatura)
21	Qk	CDC=Qk (Variazione termica gradiente)
22	Qk	CDC=Qk (Variazione termica uniforme)
23	Gk	CDC=Qk (ritiro)
24	Gk	CDC=Gk (sottospinta falda alta)
25	Gk	CDC=Gk (sottospinta falda bassa)
26	Gk	CDC=Gk (pavimentazione sotto)
27	Gk	CDC=Gk (sottofondo sotto)
28	Qk	CDC=Qk (carico q sotto)
29	Qk	CDC=Qk (Q1k sotto)
30	Qk	CDC=Qk (folla sotto)
31	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto Q K0 sx)

CDC	Tipo	Sigla Id
32	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto Q K0 dx)
33	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto q K0 sx)
34	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto q K0 dx)
35	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto q Ka sx)
36	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto q Ka dx)

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

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato	=	25.00	kN/m ³
rilevato	=	19.50	kN/m ³
pavimentazione	=	22.00	kN/m ³

8.2.1. Carichi elementari applicati:

Si riportano di seguito alcune delle principali condizioni elementari applicate.

Il peso proprio viene considerato nel modello inserendo la accelerazione di gravita.

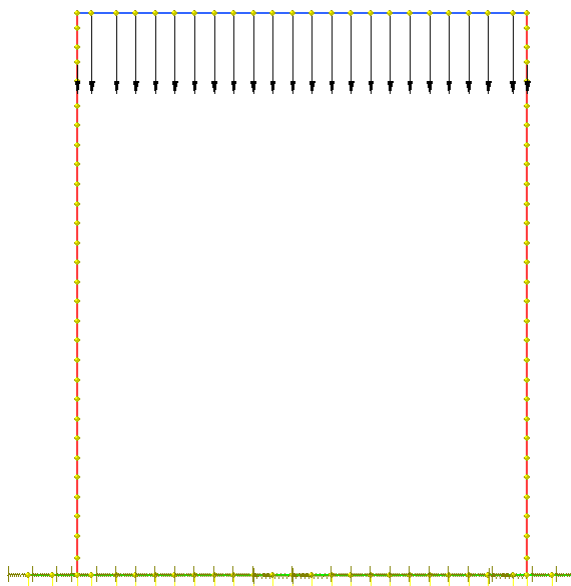


FIGURA 8.2-1 - CARICHI PERMANENTI PAVIMENTAZIONE ESOTTOFONDO(CDC 2-3)

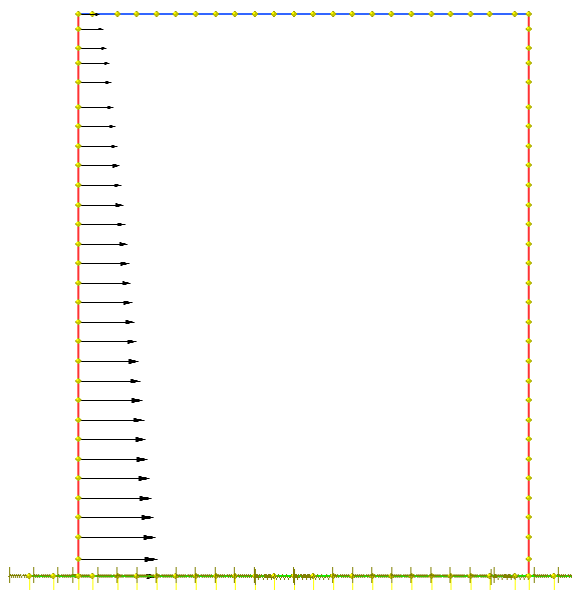


FIGURA 8.2-2 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO SINISTRO FALDA ALTA (CDC 4)

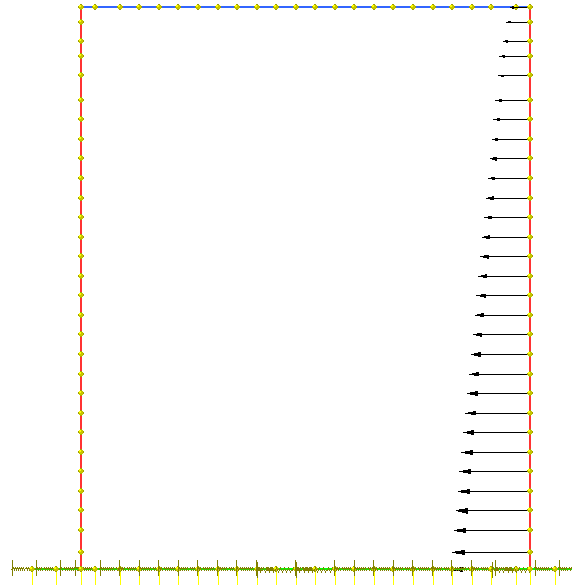


FIGURA 8.2-3 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO FALDA ALTA (CDC 5)

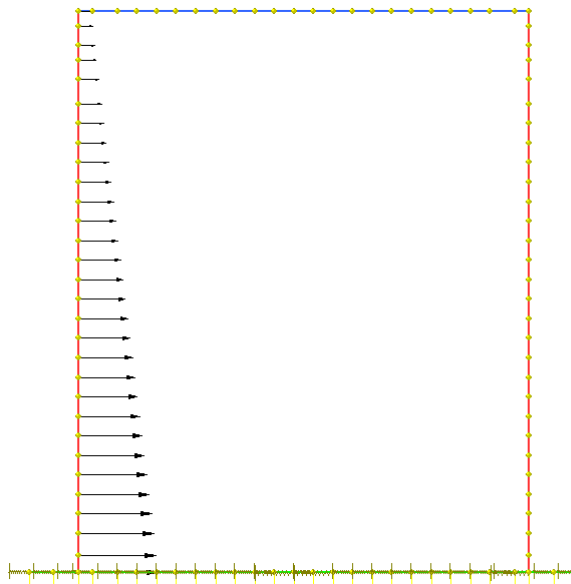


FIGURA 8.2-4 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO SINISTRO FALDA BASSA (CDC 6)

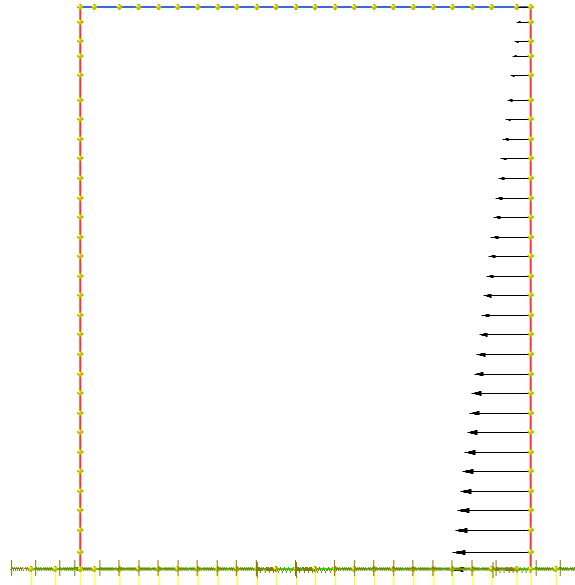


FIGURA 8.2-5 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO FALDA BASSA (CDC 7)

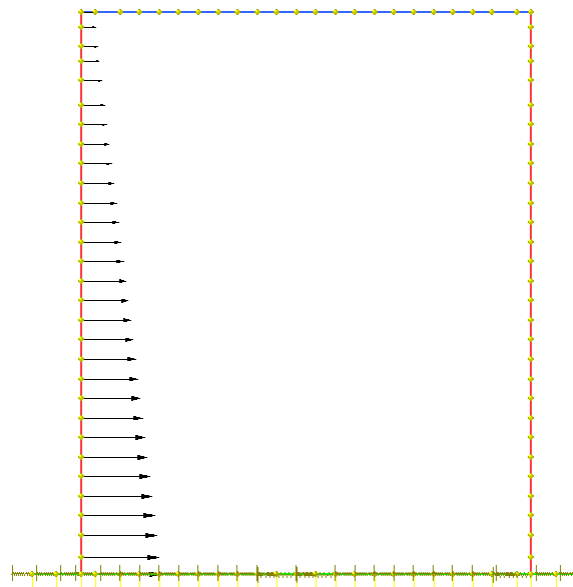


FIGURA 8.2-6 - SPINTA ATTIVA DELLE TERRE SUL PIEDRITTO SINISTRO (CDC 8)

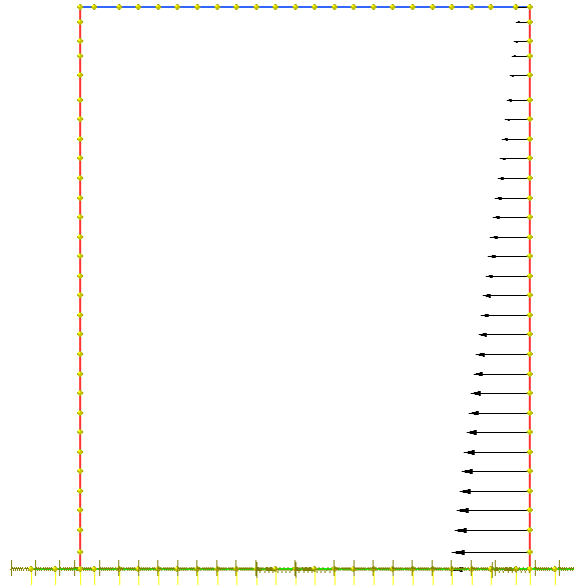


FIGURA 8.2-7 - SPINTA ATTIVA DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO (CDC 9)

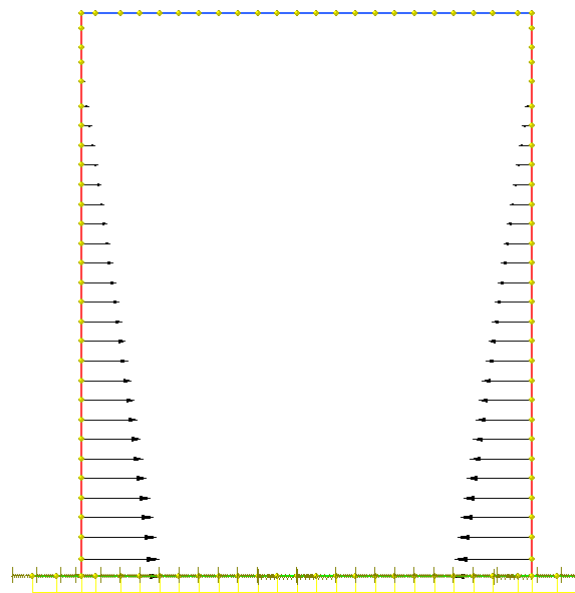


FIGURA 8.2-8 – FALDA ALTA (CDC10)

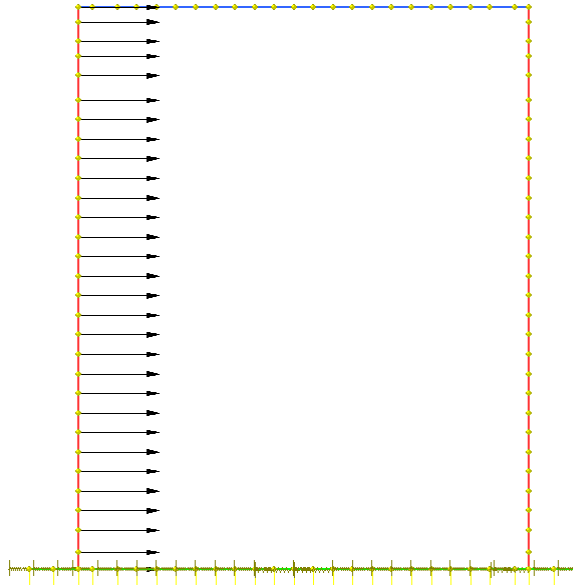


FIGURA 8.2-9 - SPINTA DI WOOD SUL PIEDRITTO SINISTRO (CDC 12)

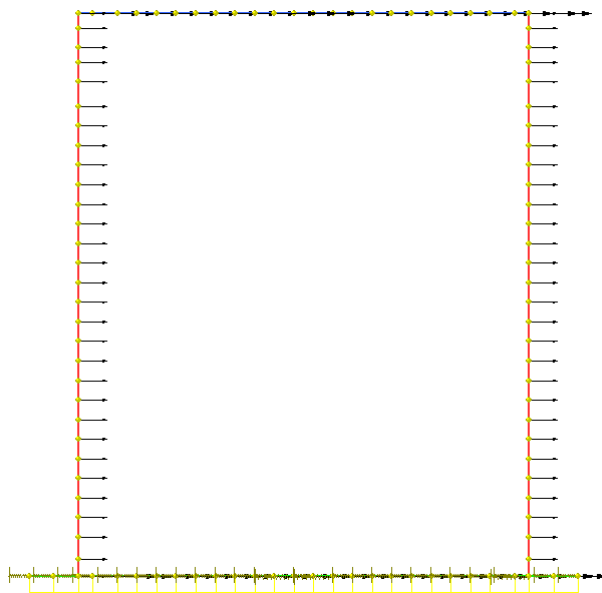


FIGURA 8.2-10 – INERZIA SIMSICA ORIZZONTALE (CDC 14)

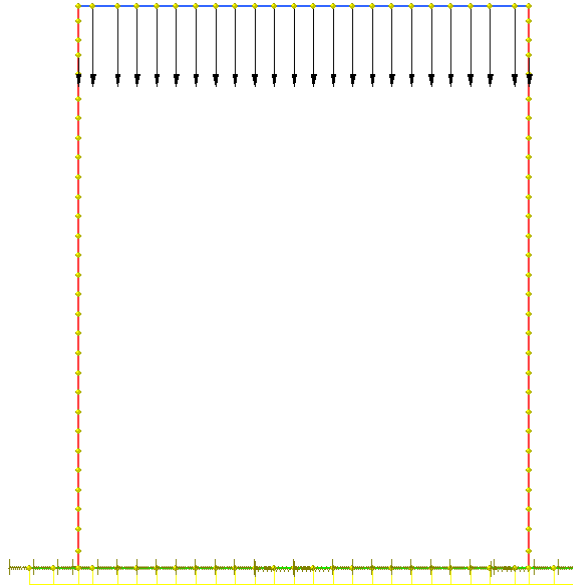


FIGURA 8.2-11 – CARICO VARIABILE Q (CDC 16)

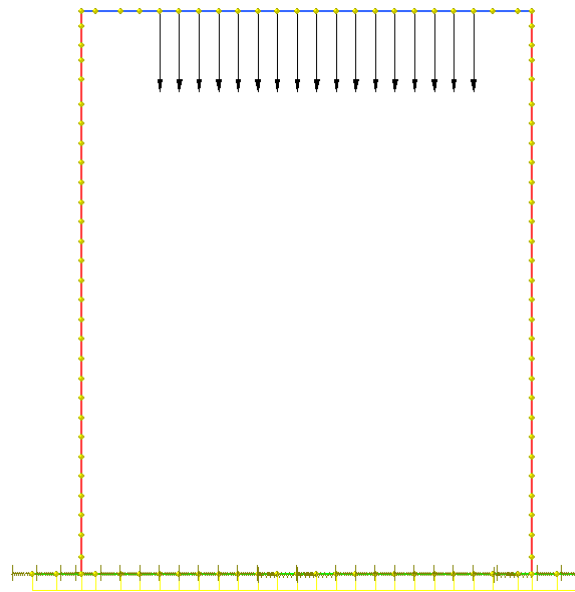


FIGURA 8.2-12 - CARICO VARIABILE Q CENTRATO (CDC 17)

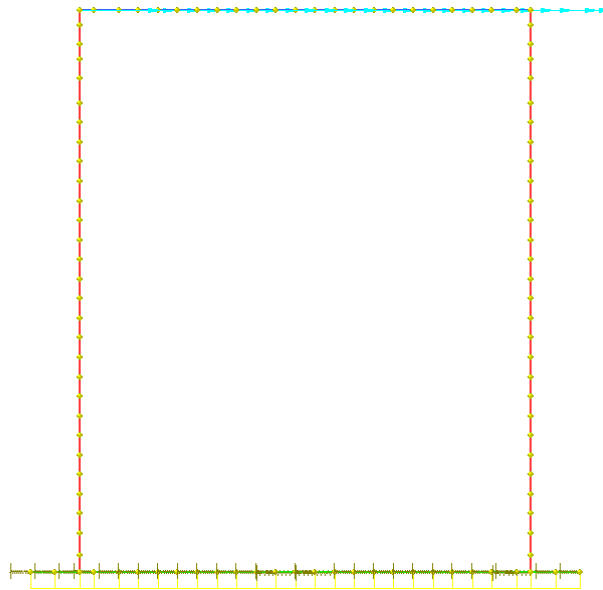


FIGURA 8.2-13 - FRENATURA (CDC 20)

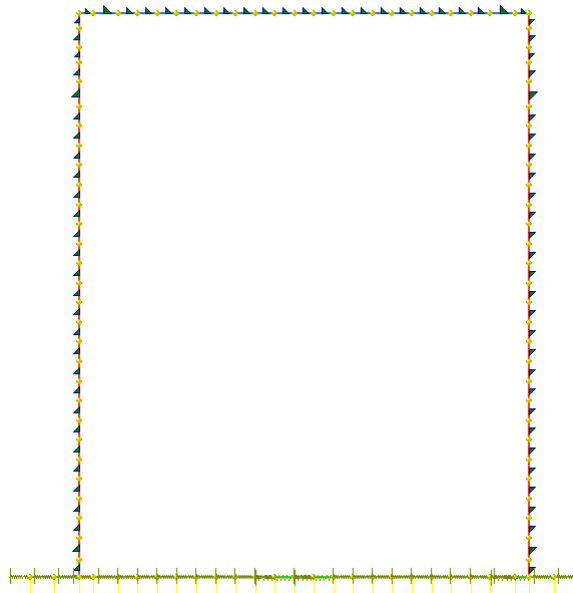


FIGURA 8.2-14 - CARICO TERMICO GRADIENTE (CDC 17)

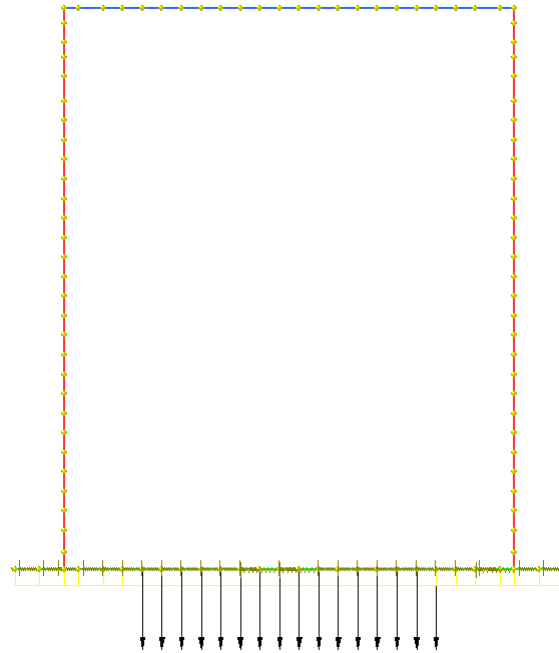


FIGURA 8.2-15 – CARICO VARIABILE Q INFERIORE (CDC 28)

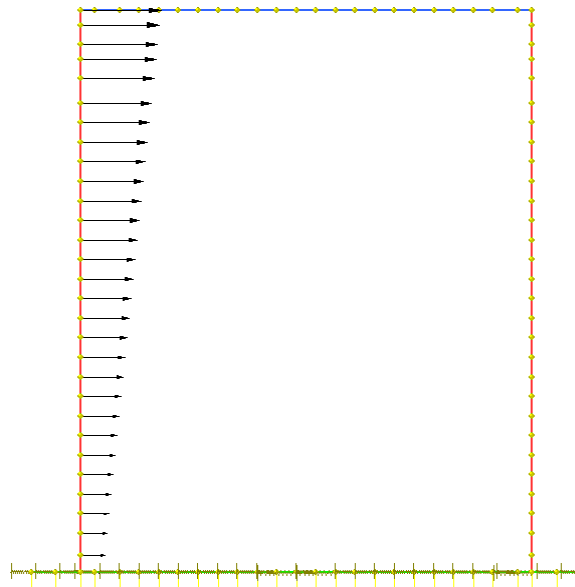


FIGURA 8.2-16 – SPINTA ACCIDENTALE PIEDRITTO SINISTRO Q (CDC 31)

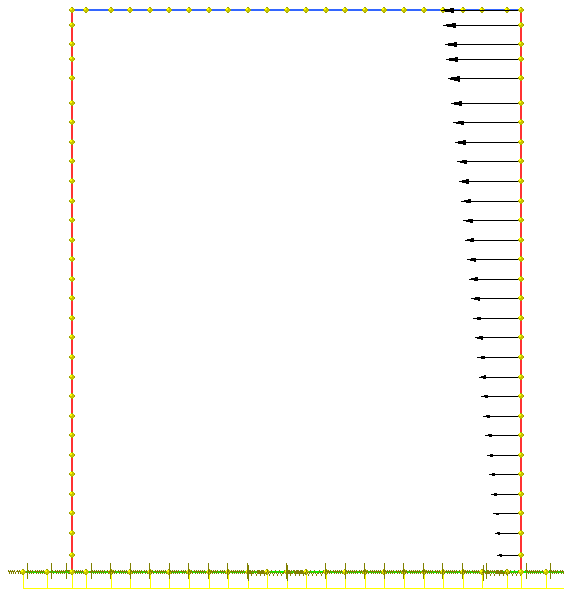


FIGURA 8.2-17 - SPINTA ACCIDENTALE PIEDRITTO DESTRA Q (CDC 32)

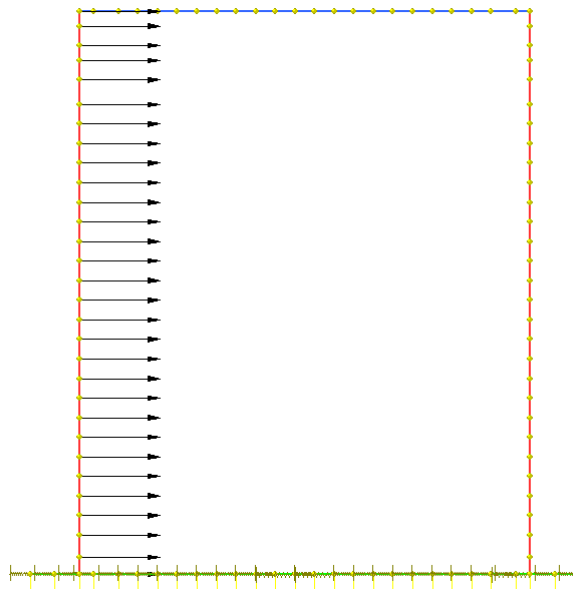


FIGURA 8.2-18 - SPINTA ACCIDENTALE PIEDRITTO SINISTRO Q (CDC 33)

8.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

peso proprio	0.60	*	25.00	=	15.0	kN/m ²
peso pavimentazione	0.39	*	22.00	=	8.58	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	0.48	*	20.00	=	9.60	kN/m ²
totale					33.18	kN/m ²

Soletta inferiore

peso proprio	0.70	*	25.00	=	17.5	kN/m ²
peso pavimentazione	0.1	*	22.00	=	2.20	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	1.00	*	20.00	=	22.0	kN/m ²
totale					39.7	kN/m ²

Piedritti

peso proprio	0.60	*	25.00	=	15.0	kN/m ²
--------------	------	---	-------	---	------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-3-26-27, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nelle condizioni di carico CDC2-26 i carichi permanenti della pavimentazione superiore ed inferiore rispettivamente, nelle CDC 3-27 i sottofondi superiore ed inferiore rispettivamente.

8.2.3. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

8.2.3.1 In presenza di falda esterna allo scatolare

Le pressioni del terreno relative alla spinta **a riposo**, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti: Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 5) sul piedritto dx considerando l'ipotesi falda alta e nelle condizioni CDC 6 e 7 nell'ipotesi falda bassa.

CDC 4-5

$P_{sup} = 11.07 \text{ kN/m}^2$

$P_{inf} = 43.88 \text{ kN/m}^2$

CDC 6-7

$P_{sup} = 11.07 \text{ kN/m}^2$

$P_{inf} = 75.85 \text{ kN/m}^2$

Le pressioni del terreno relative alla spinta **attiva**, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti: Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 8) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 9) sul piedritto dx.

CDC 8-9

$P_{sup} = 7.96 \text{ kN/m}^2$

$P_{inf} = 54.56 \text{ kN/m}^2$

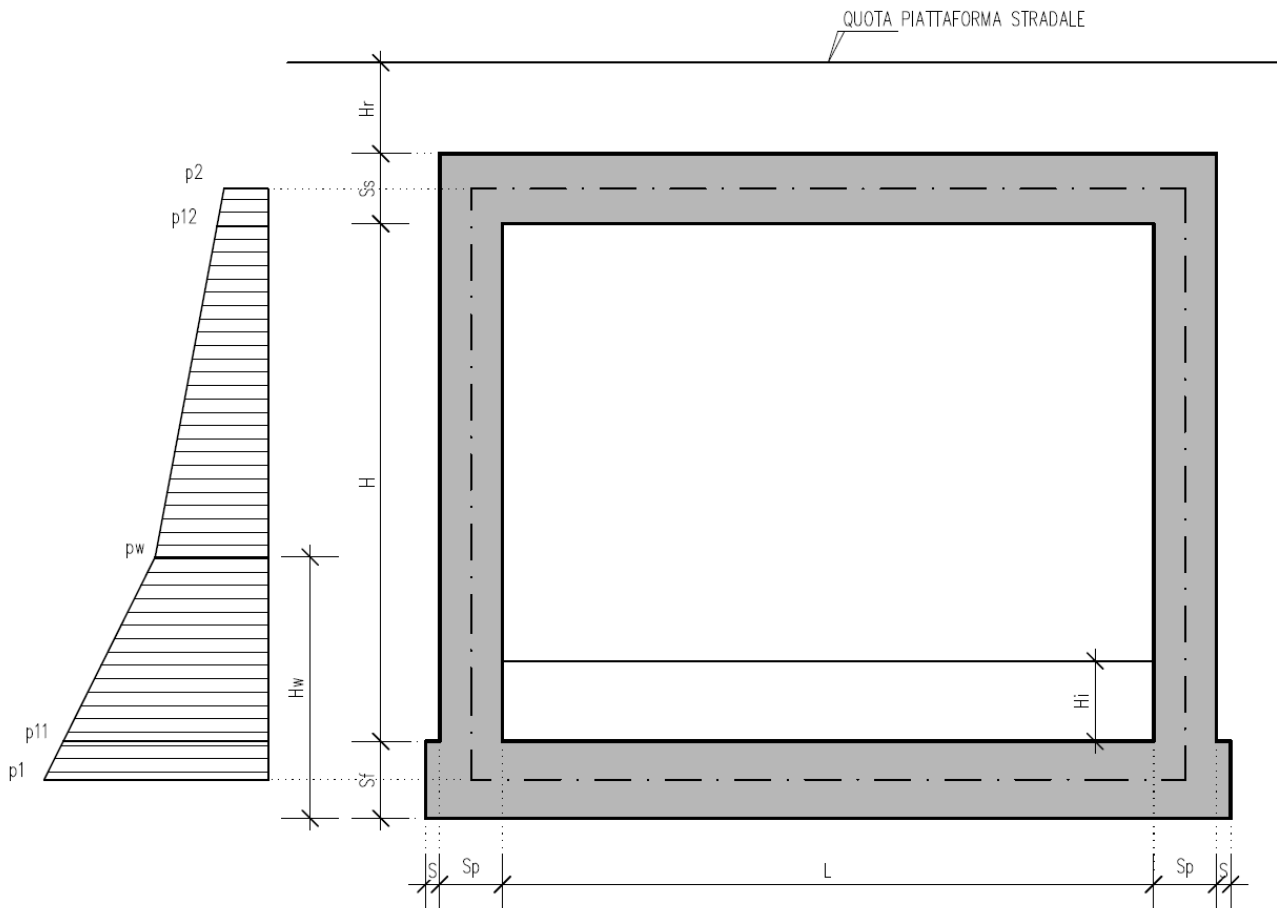


FIGURA 8.2-19 – SPINTA DELLE TERRE

Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta attiva su ambo i piedritti;
3. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera. La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

8.2.4. Spinta della falda interna allo scatolare

Assente

8.2.5. Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico CDC7, CDC8, e CDC9 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q2k = 200 kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione

longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

8.2.5.1 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 * (0.87 * \tan 30^\circ + 0.30) = 3.20 \text{ m}$$

8.2.5.2 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta L_{dt} la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

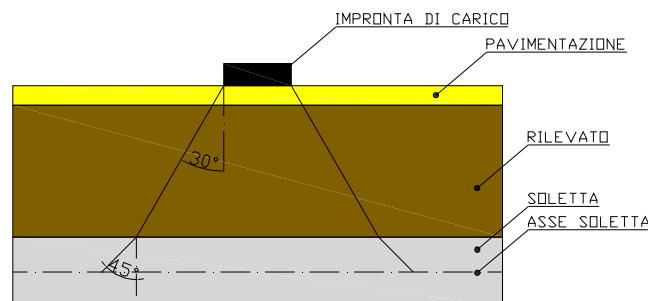


FIGURA 8.2-20 – ANGOLI DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM

risulta:

$$L_{dt} = 2.40 + 2 * (0.87 * \tan 30^\circ + 0.30) = 4.00 \text{ m}$$

Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(4.00*3.20) = 78.13 \text{ kN/m}^2.$$

Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico e limitando la diffusione trasversale a soli 3,0m.

A questa condizione si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k} della CDC 16).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico CDC17-

19 per massimizzare:

CDC 17: il momento in mezzeria soletta;

CDC 18: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro;

CDC 19: il taglio nella soletta a filo piedritto destro.

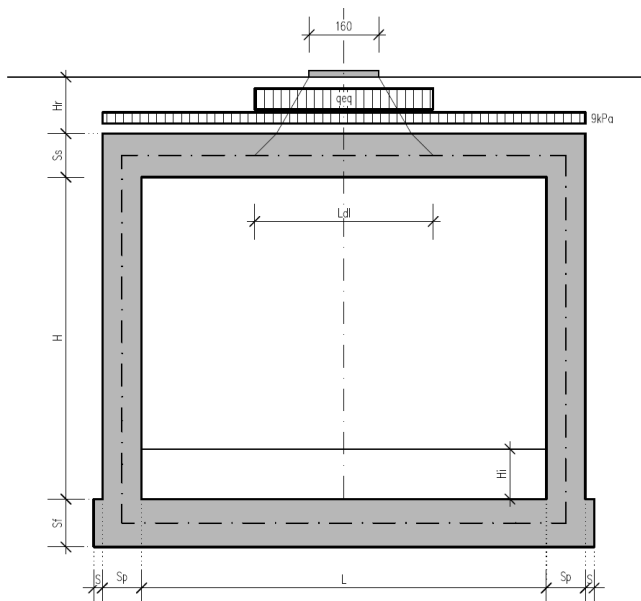


FIGURA 8.2-21 – SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM CENTRATO (CDC 16+17)

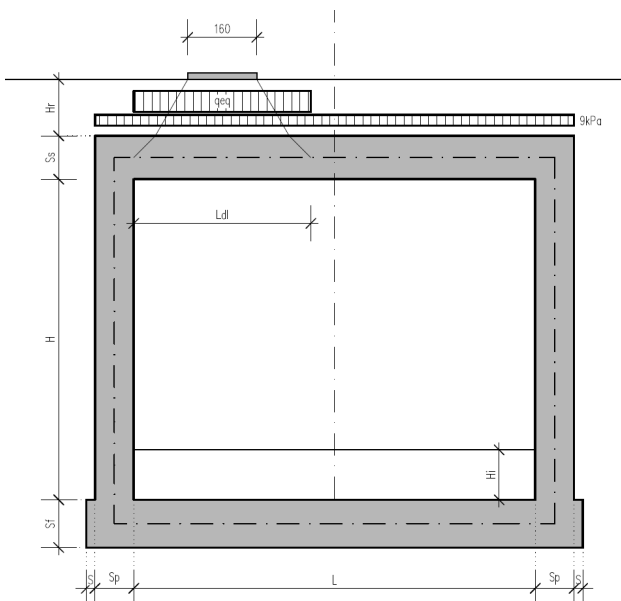


Figura 8.2-22 - Schema di Diffusione del carico da traffico – Carico Tandem filo Piedritto Sinistro (CDC 16+18)

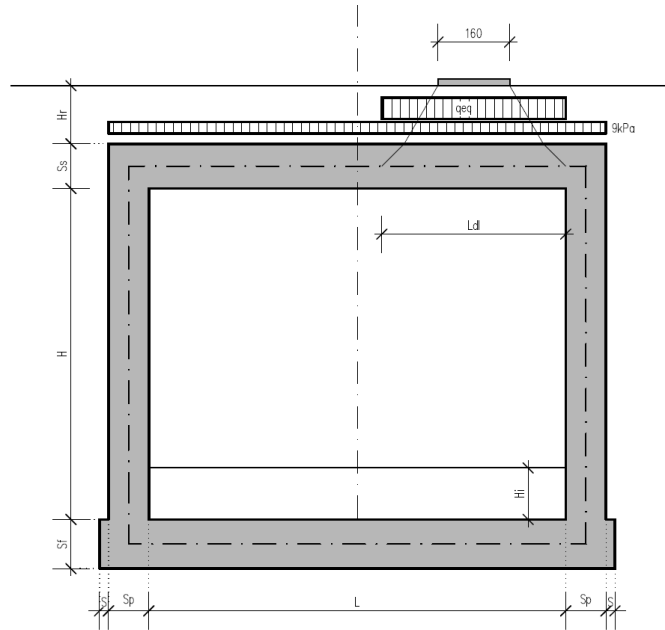


FIGURA 8.2-23 - SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC 16+19)

Si noti che se $Ldl > L + 2 \times Sp$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi di carico CDC 7-9 che vengono a coincidere tra di loro.

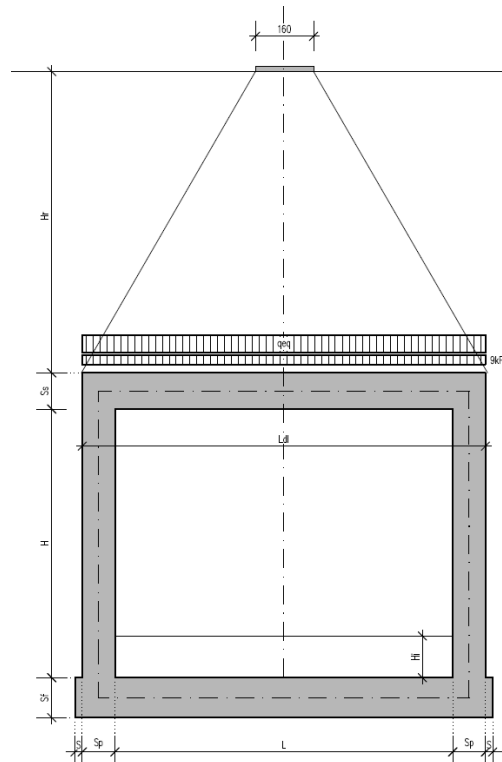


FIGURA 8.2-24 - SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CASO CON CARICHI TANDEM COINCIDENTI

8.2.5.3 Sovraccarico uniforme da 20kN/m²

Poiché il valore del sovraccarico uniforme è inferiore al valore del carico tandem distribuito equivalente q_{eq} si ritiene trascurabile questo contributo.

8.2.6. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

8.2.6.1 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = \mathbf{3.50 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = \mathbf{7.80 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

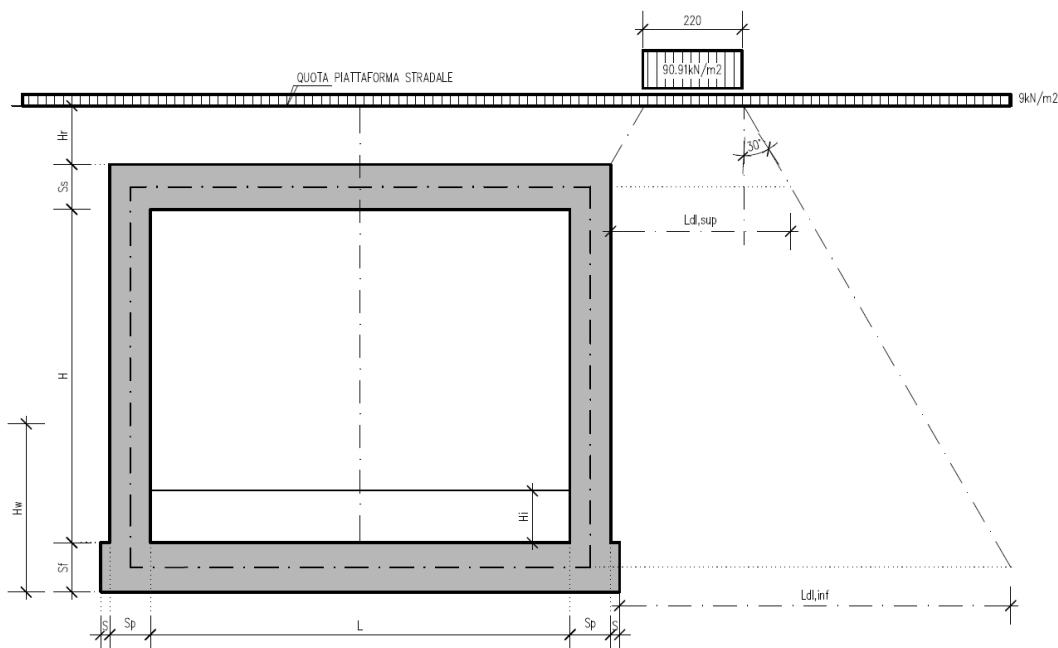


FIGURA 8.2-25 – SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

8.2.6.2 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:

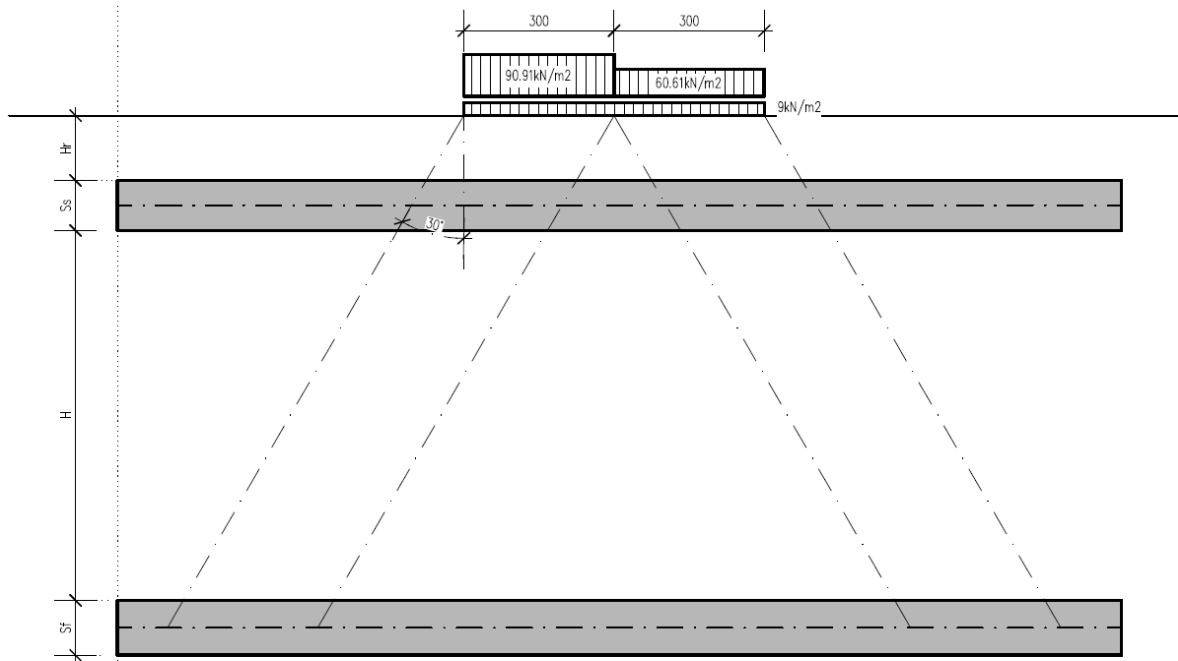


FIGURA 8.2-26 – SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

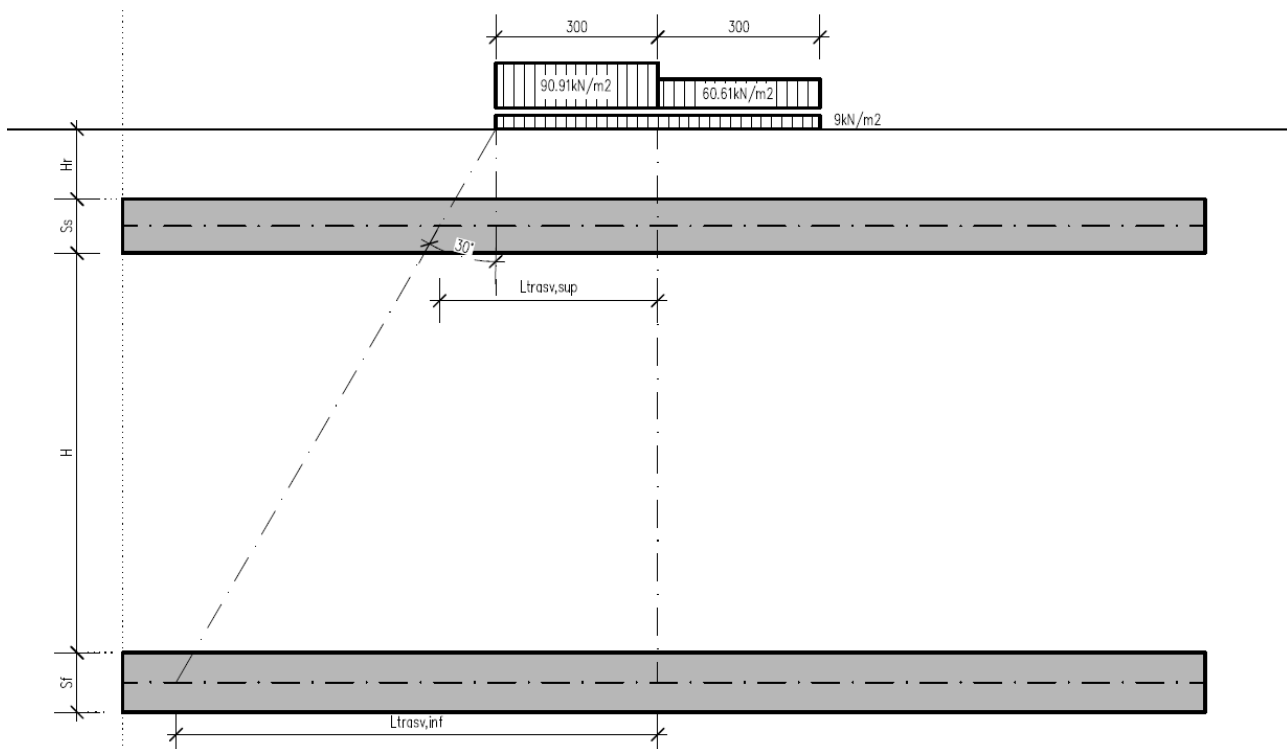


FIGURA 8.2-27 – SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = \mathbf{3.65 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_s/2)] = \mathbf{7.00 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

8.2.6.3 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).

Il contributo dei carichi Tandem (CDC 31-32) vale:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = \mathbf{28.60 \text{ kN/m}}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = \mathbf{7.80 \text{ kN/m}}$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m^2 a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sui piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m^2 con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m^2 sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.608 \times 9 = 5.481 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 33-34, piedritto sinistro/destro)}$$

$$p = k_a \times q_{1k} = 0.438 \times 9 = 3.942 \text{ kN/m (spinta a riposo, CDC 35-36, piedritto sinistro/destro)}$$

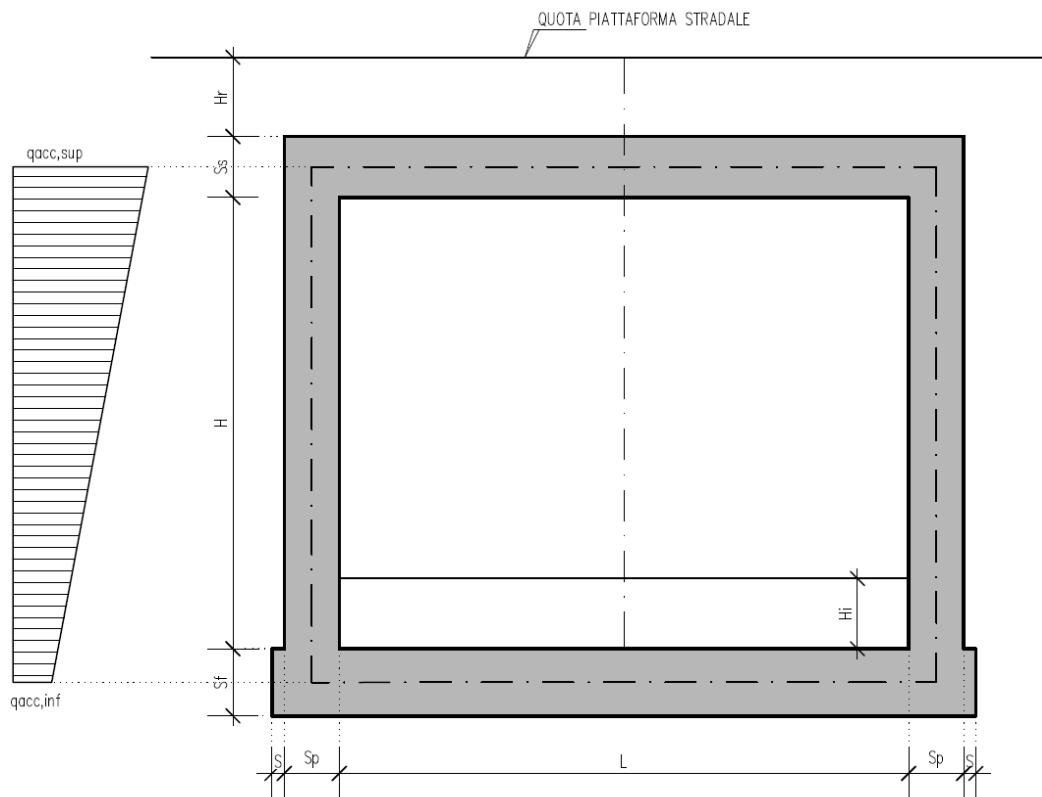


FIGURA 8.2-28 – SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

8.2.7. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico $Q_{i,k}$, ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta ipotizzando un ricoprimento minimo per massimizzare tale effetto.

Base collaborante trasversale: $B_T = 3.00\text{m}$

Ingombro longitudinale: $L_L = 1.60 + 2 * (1.1 * \tan 30^\circ + 0.7/2) = 3.57\text{m}$

Per le dimensioni della strada si ha solamente una colonna di carico (CDC 28).

$$Q_1 = 600 / 3.00 / 3.57 = 56.02 \text{ kN/m}^2$$

Si considera inoltre il carico relativo q relativo alla colonna continua di intensità pari a 9 kN/m^2 (CDC 29).

Si considera inoltre il carico della folla con un valore pari al 50% di intensità (condizione di carico 30).

Essa viene considerata agire contemporaneamente ai carichi stradali.

$$Q_{\text{folla}} = 0.5 \times 5.00 = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

8.2.8. Frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

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

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$F_r = 374.0 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_f = 390.51 / 4.0 = 93.50 \text{ kN (CDC 20)}$$

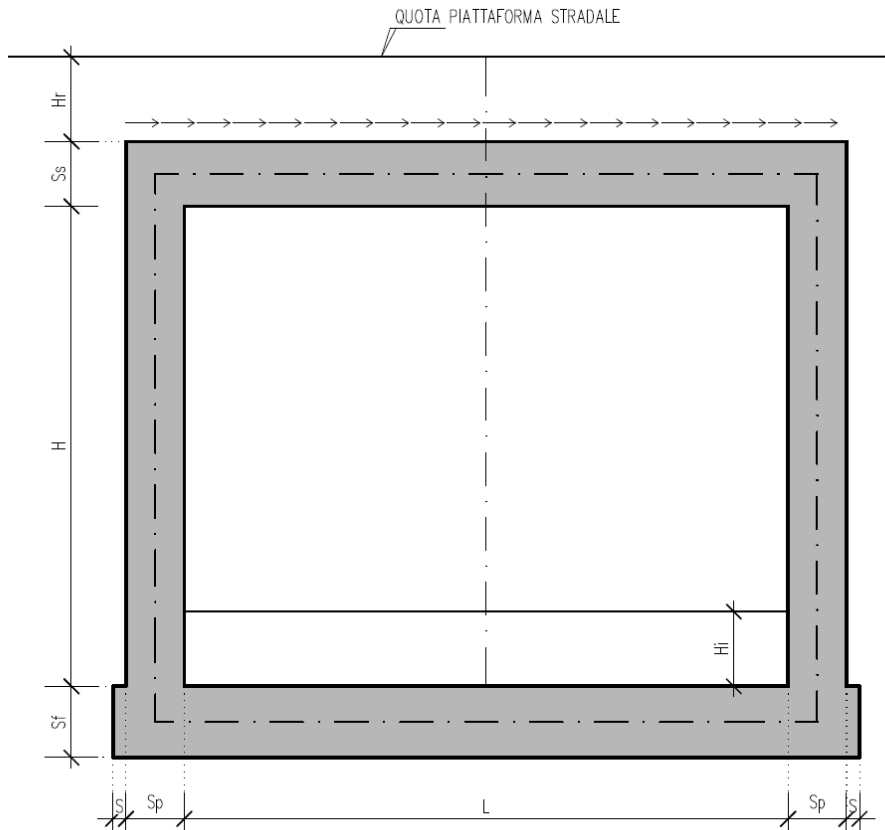


FIGURA 8.2-29 – AZIONE DELLA FRENATURA

8.2.9. Azioni sismiche

(CDC elementari 14-15)

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.339 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.1695$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto. 1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, inferiore e sui piedritti, non considerando i carichi accidentali, si hanno le seguenti forze in gioco sull'orizzontale e sul verticale (condizioni 14-15):

Orizzontali:

$$F_{I_{SS}} = 0.339 \times (0.6 \times 25 + 0.39 \times 22 + 0.48 \times 20) = 11.25 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{I_P} = 0.339 \times (0.6 \times 25) = 5.09 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{I_{SI}} = 0.339 \times (0.7 \times 25 + 0.1 \times 22 + 1.15 \times 20) = 14.48 \text{ kN/m}^2$$

In direzione verticale i valori agenti sulle solette sono ridotti al 50%.

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera in aggiunta il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio

Sovraspinta sismica (condizioni 12-13):

$$q_{sis} = k_n \times \gamma \times h_{tot} / h$$

dove si indica con h_{tot} l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino mentre con h si intende l'altezza del modello di calcolo.

8.2.10. Azioni termiche

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (CDC 21) ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 22).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

8.2.11. Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore. (CDC 23)

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

TABELLA 8.2-1- VALORI DI ϵ_{c0}

h_0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

TABELLA 8.2-2– VALORI DI KH

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato

mediante l'espressione:

- $\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ (con f_{ck} in N/mm²)

Assumendo come umidità relativa

- $U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

- coefficiente $kh = 0.70$
- deformazione effettiva $\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
- ritiro da essiccamento $\epsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
- deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
- ritiro totale $\epsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

si determina quindi la variazione termica equivalente:

- coeff. espansione termica $\alpha = 0.00001$
- variazione termica $\Delta T = \epsilon_{cs} / \alpha$ $\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

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 pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà:

- variazione termica equivalente $\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$

8.3. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (condizioni di carico), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Si sono considerati agenti tutti i carichi su un unico modello.

I carichi applicati hanno il loro valore nominale di seguito riportato.

In sede di combinazione dei carichi e di involuppi si sono opportunamente coefficientati i vari carichi agenti.

- involuppo dei carichi **allo SLU**
- involuppo dei carichi in condizioni **sismiche SLV**
- involuppo dei carichi in condizione **rara** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **frequente** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **quasi permanente** (esercizio)

L'involuppo in presenza di ciascuna di queste configurazioni prevede la presenza di differenti coefficienti di combinazione sia nei confronti dei carichi variabili sia per quanto riguarda i carichi permanenti (peso proprio, spinte del terreno e di carichi permanenti ed accidentali a tergo rilevato).

L'involuppo dei carichi variabili prevede la presenza nel modello dei carichi opportunamente coefficientati e raggruppati (vedi tabella 5.1.IV delle norme tecniche) in maniera tale da considerare presenti contemporaneamente diversi carichi accidentali rendendo tuttavia carico principale di volta in volta una diversa azione rispetto alle altre (queste ultime valutate quindi presenti con carichi amplificati opportunamente ridotti).

L'involuppo definito dei carichi eccezionali prevede la presenza nel modello finale dei carichi collegati al sisma.

Anche i carichi permanenti del modello nelle due configurazioni fin qui descritte sono caratterizzati da differenti coefficienti a seconda di qual è il tipo di involuppo considerato.

Discorso analogo si può effettuare per gli involuppi definiti "rara", "frequente" e "quasi permanente" dove ancora una volta i coefficienti dei carichi permanenti agenti sono caratterizzati da coefficienti diversi rispetto ai precedenti tipi di involuppo.

Di seguito si riporta una tabella che riporta per ciascun involuppo relativo ad uno dei modelli i coefficienti moltiplicativi utilizzati per le singole condizioni di carico elementari sia nel caso in cui esse agiscano a favore di sicurezza sia nel caso in cui agiscano a sfavore di sicurezza. Ci si riferisce ad un caso generale. Qualora alcune delle condizioni elementari riportate negli involuppi non fosse presente nel modello analizzato essa viene posta pari a 0 nel modello stesso e non sortisce quindi alcun effetto a livello di involuppo.

8.3.1. Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{E2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{E3} \psi_{0\ E3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{E2} R + \gamma_{E3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

TABELLA 3 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI PER INVILUPPO SLU E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI

VARIABILI				
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1.35	1.00	<None>
2	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
3	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.35	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
4	34: Spinta destra accidentale q K0	1.35	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
5	5: Spinta terreno DX K0 falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
6	10: Falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
7	24: Sottospinta falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
8	8: Spinta terreno SX KA	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
9	35: Spinta sinistra accidentale q KA	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
10	36: Spinta destra accidentale q KA	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
11	9: Spinta terreno DX KA	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
12	10: Falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
13	24: Sottospinta falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA KA} : GRP {TERRENO}
14	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.35	1.35	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
15	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.35	0.00	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
16	36: Spinta destra accidentale q KA	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
17	9: Spinta terreno DX KA	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
18	10: Falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
19	24: Sottospinta falda alta	1.35	1.00	AND {FALDA ALTA K0KA} : GRP {TERRENO}
20	6: Spinta terreno SX K0 falda bassa	1.35	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
21	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.35	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
22	34: Spinta destra accidentale q K0	1.35	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
23	7: Spinta terreno DX K0 falda bassa	1.35	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
24	11: Falda bassa	1.35	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
25	25: Sottospinta falda bassa	1.35	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
26	2: Pavimentazione	1.35	1.00	<None>
27	3: Sottofondo	1.35	1.00	<None>
28	16: Variabile q	1.35	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
29	17: Variabile Q caso 1	1.35	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
30	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {UNO} : GRP {A}
31	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {UNO} : GRP {A}
32	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
33	17: Variabile Q caso 1	1.01	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
34	20: Frenatura	1.35	-1.35	AND {QUATTRO} : GRP {A}
35	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {QUATTRO} : GRP {A}
36	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {QUATTRO} : GRP {A}
37	16: Variabile q	1.35	0.00	AND {DUE} : GRP {A}

38	18: Variabile Q caso 2	1.35	0.00	AND {DUE} : GRP {A}
39	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {DUE} : GRP {A}
40	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {DUE} : GRP {A}
41	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
42	18: Variabile Q caso 2	1.01	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
43	20: Frenatura	1.35	-1.35	AND {CINQUE} : GRP {A}
44	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {CINQUE} : GRP {A}
45	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {CINQUE} : GRP {A}
46	16: Variabile q	1.35	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
47	19: Variabile Q caso 3	1.35	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
48	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {TRE} : GRP {A}
49	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {TRE} : GRP {A}
50	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {SEI} : GRP {A}
51	19: Variabile Q caso 3	1.01	0.00	AND {SEI} : GRP {A}
52	20: Frenatura	1.35	-1.35	AND {SEI} : GRP {A}
53	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {SEI} : GRP {A}
54	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {SEI} : GRP {A}
55	21: Delta termico gradiente	1.20	-1.20	AND {SETTE} : GRP {A}
56	22: Delta termico costante	1.20	-1.20	AND {SETTE} : GRP {A}
57	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {SETTE} : GRP {A}
58	17: Variabile Q caso 1	1.01	0.00	AND {SETTE} : GRP {A}
59	21: Delta termico gradiente	1.20	-1.20	AND {OTTO} : GRP {A}
60	22: Delta termico costante	1.20	-1.20	AND {OTTO} : GRP {A}
61	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
62	18: Variabile Q caso 2	1.01	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
63	21: Delta termico gradiente	1.20	-1.20	AND {NOVE} : GRP {A}
64	22: Delta termico costante	1.20	-1.20	AND {NOVE} : GRP {A}
65	16: Variabile q	1.01	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
66	19: Variabile Q caso 3	1.01	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
67	16: Variabile q	1.35	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
68	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	1.35	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
69	32: Spinta destra accidentale Q K0	1.35	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
70	21: Delta termico gradiente	0.72	-0.72	AND {DIECI} : GRP {A}
71	22: Delta termico costante	0.72	-0.72	AND {DIECI} : GRP {A}
72	23: Ritiro	1.20	0.00	<None>
73	26: Pavimentazione sotto	1.35	1.00	<None>
74	27: Sottofondo sotto	1.35	1.00	<None>
75	29: Varibile sotto q	1.35	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
76	28: Varibile sotto Q	1.35	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
77	30: Folla sotto	1.35	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}

Nella tabella si può notare come siano riportate anche delle sigle che identificano il set ed il gruppo a cui appartengono determinati carichi mentre altri sono caratterizzati dalla sigla "none".

I set (ad esempio "falda alta" o "falda bassa") raggruppano alcune condizioni di carico; alle condizioni che vi fanno parte può essere abbinato il comando and oppure quello or; la sigla and sta a significare che le sollecitazioni dovute alle singole condizioni appartenenti a quel set si sommano sempre tra loro

(opportunamente coefficientate), la scritta or indica che solo la peggiore tra le condizioni raggruppate per quel determinato involuppo viene presa in considerazione.

il gruppo (ad esempio “grp A”) raccoglie almeno 2 set ed indica che i set ad esso appartenenti sono considerati come un’entità a se stante e dunque le sollecitazioni (massime o minime a seconda del tipo di involuppo considerato) generate vanno a sovrapporsi a quelle caratterizzate dalla sigla “none” che non appartengono ad alcun set o gruppo; queste ultime sono sempre presenti con il loro valore massimo o minimo (in considerazione del tipo di involuppo che l’utente vuole andare ad analizzare).

Da ciascun gruppo viene estrapolato il valore (massimo o minimo) legato ad uno ed un solo set, quello di volta in volta più gravoso.

Di seguito si riportano i set ed i gruppi utilizzati nei vari modelli con la tipologia di “comportamento” ad essi associata.

TABELLA 4 – SET E GRUPPI DI CARICO UTILIZZATI PER LA DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

Set	Name	Type	Group
1	FALDA ALTA	Additive (AND)	TERRENO
2	FALDA ALTA KA	Additive (AND)	TERRENO
3	FALDA ALTA KOKA	Additive (AND)	TERRENO
4	FALDA BASSA	Additive (AND)	TERRENO
5	UNO	Additive (AND)	A
6	DUE	Additive (AND)	A
7	TRE	Additive (AND)	A
8	QUATTRO	Additive (AND)	A
9	CINQUE	Additive (AND)	A
10	SEI	Additive (AND)	A
11	SETTE	Additive (AND)	A
12	OTTO	Additive (AND)	A
13	NOVE	Additive (AND)	A
14	DIECI	Additive (AND)	A
15	UNDICI	Additive (AND)	B
16	TEMPERATURA	Additive (AND)	A

Questi set e gruppi sono riscontrabili anche nei file di input riportati all’interno degli allegati numerici.

8.3.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0e3} T \quad (\text{carico da traffico veicolare } Q_{k1} \text{ principale})$$

$$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1} \quad (\text{azioni termiche } T \text{ principali})$$

TABELLA 5 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI PER INVILUPPO RARA E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI

RARA				
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1.00	1.00	<None>
2	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
3	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
4	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
5	5: Spinta terreno DX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
6	10: Falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
7	24: Sottospinta falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
8	6: Spinta terreno SX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
9	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
10	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
11	7: Spinta terreno DX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
12	11: Falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
13	25: Sottospinta falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
14	2: Pavimentazione	1.00	1.00	<None>
15	3: Sottofondo	1.00	1.00	<None>
16	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {QUATTRO} : GRP {A}
17	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {QUATTRO} : GRP {A}
18	16: Variabile q	1.00	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
19	17: Variabile Q caso 1	1.00	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
20	20: Frenatura	1.00	-1.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
21	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {CINQUE} : GRP {A}
22	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {CINQUE} : GRP {A}
23	16: Variabile q	1.00	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
24	18: Variabile Q caso 2	1.00	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
25	20: Frenatura	1.00	-1.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
26	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {SEI} : GRP {A}
27	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {SEI} : GRP {A}
28	16: Variabile q	1.00	0.00	AND {SEI} : GRP {A}
29	19: Variabile Q caso 3	1.00	0.00	AND {SEI} : GRP {A}
30	20: Frenatura	1.00	-1.00	AND {SEI} : GRP {A}
31	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {UNO} : GRP {A}
32	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {UNO} : GRP {A}
33	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
34	17: Variabile Q caso 1	0.75	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
35	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {DUE} : GRP {A}
36	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {DUE} : GRP {A}
37	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {DUE} : GRP {A}
38	18: Variabile Q caso 2	0.75	0.00	AND {DUE} : GRP {A}
39	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {TRE} : GRP {A}
40	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {TRE} : GRP {A}
41	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
42	19: Variabile Q caso 3	0.75	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
43	16: Variabile q	1.00	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
44	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	1.00	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
45	32: Spinta destra accidentale Q K0	1.00	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
46	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {OTTO} : GRP {A}
47	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {OTTO} : GRP {A}

48	23: Ritiro	0.50	0.00	<None>
49	26: Pavimentazione sotto	1.00	1.00	<None>
50	27: Sottofondo sotto	1.00	1.00	<None>
51	29: Varibile sotto q	1.00	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
52	28: Varibile sotto Q	1.00	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
53	30: Folla sotto	1.00	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}

8.3.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G1 + R + \psi_1 QK1 + \psi_2 \varepsilon_3 T$ (CARICO DA TRAFFICO VEICOLARE QK1 PRINCIPALE)

TABELLA 6 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI PER INVILUPPO FREQUENTE E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI

FREQUENTE				
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1.00	1.00	<None>
2	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
3	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
4	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
5	5: Spinta terreno DX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
6	10: Falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
7	24: Sottospinta falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
8	6: Spinta terreno SX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
9	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
10	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
11	7: Spinta terreno DX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
12	11: Falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
13	25: Sottospinta falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
14	2: Pavimentazione	1.00	1.00	<None>
15	3: Sottofondo	1.00	1.00	<None>
16	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {QUATTRO} : GRP {A}
17	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {QUATTRO} : GRP {A}
18	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
19	17: Variabile Q caso 1	0.75	0.00	AND {QUATTRO} : GRP {A}
20	20: Frenatura	0.75	-0.75	AND {QUATTRO} : GRP {A}
21	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {CINQUE} : GRP {A}
22	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {CINQUE} : GRP {A}
23	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
24	18: Variabile Q caso 2	0.75	0.00	AND {CINQUE} : GRP {A}
25	20: Frenatura	0.75	-0.75	AND {CINQUE} : GRP {A}
26	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {SEI} : GRP {A}
27	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {SEI} : GRP {A}
28	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {SEI} : GRP {A}

29	19: Variabile Q caso 3	0.75	0.00	AND {SEI} : GRP {A}
30	20: Frenatura	0.75	-0.75	AND {SEI} : GRP {A}
31	21: Delta termico gradiente	0.60	-0.60	AND {SETTE} : GRP {A}
32	22: Delta termico costante	0.60	-0.60	AND {SETTE} : GRP {A}
33	16: Variabile q	0.75	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
34	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	0.75	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
35	32: Spinta destra accidentale Q K0	0.75	0.00	AND {OTTO} : GRP {A}
36	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {OTTO} : GRP {A}
37	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {OTTO} : GRP {A}
38	23: Ritiro	0.50	0.00	<None>
39	26: Pavimentazione sotto	1.00	1.00	<None>
41	29: Varibile sotto q	0.75	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
42	28: Varibile sotto Q	0.75	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
43	30: Folla sotto	0.75	0.00	AND {UNDICI} : GRP {B}
44	27: Sottofondo sotto	1.00	1.00	<None>
45	29: Varibile sotto q	0.75	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
46	28: Varibile sotto Q	0.75	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
47	30: Folla sotto	0.75	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}

8.3.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$$G_1 + R + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{2e3} T$$

TABELLA 7 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI PER INVILUPPO QUASI PERMANENTE E COEFFICIENTI MULTIPLICATIVI

QUASI PERMANENTE				
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1.00	1.00	<None>
2	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
3	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
4	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
5	5: Spinta terreno DX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
6	10: Falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
7	24: Sottospinta falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
8	6: Spinta terreno SX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
9	33: Spinta sinistra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
10	34: Spinta destra accidentale q K0	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
11	7: Spinta terreno DX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
12	11: Falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
13	25: Sottospinta falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
14	2: Pavimentazione	1.00	1.00	<None>
15	3: Sottofondo	1.00	1.00	<None>
16	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {SETTE} : GRP {A}
17	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {SETTE} : GRP {A}
18	23: Ritiro	0.50	0.00	<None>

19	26: Pavimentazione sotto	1.00	1.00	<None>
20	27: Sottofondo sotto	1.00	1.00	<None>

8.3.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_V + (\text{sisma orizzontale al } 100\%, \text{ sisma verticale verso l'alto al } 30\%)$$

$$E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_V - (\text{sisma orizzontale al } 100\%, \text{ sisma verticale verso il basso al } 30\%)$$

$$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V + (\text{sisma orizzontale al } 30\%, \text{ sisma verticale verso l'alto al } 100\%)$$

$$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V - (\text{sisma orizzontale al } 30\%, \text{ sisma verticale verso il basso al } 100\%)$$

$$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$$

8 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI PER INVILUPPO ECCEZIONALI E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI

SISMA SLV				
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1.00	1.00	<None>
2	4: Spinta terreno SX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
3	35: Spinta sinistra accidentale q KA	0.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
4	36: Spinta destra accidentale q KA	0.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
5	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
6	32: Spinta destra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
7	5: Spinta terreno DX K0 falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
8	10: Falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
9	24: Sottospinta falda alta	1.00	1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
10	12: Spinta sismica WOOD SN	1.00	0.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
11	14: Inerzia sismica orizzontale	1.00	-1.00	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
12	15: Inerzia sismica verticale	0.30	-0.30	AND {FALDA ALTA} : GRP {TERRENO}
13	6: Spinta terreno SX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
14	35: Spinta sinistra accidentale q KA	0.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
15	36: Spinta destra accidentale q KA	0.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
16	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
17	32: Spinta destra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
18	7: Spinta terreno DX K0 falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
19	11: Falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
20	25: Sottospinta falda bassa	1.00	1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}

21	12: Spinta sismica WOOD SN	1.00	0.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
22	14: Inerzia sismica orizzontale	1.00	-1.00	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
23	15: Inerzia sismica verticale	0.30	-0.30	AND {FALDA BASSA} : GRP {TERRENO}
24	2: Pavimentazione	1.00	1.00	<None>
25	3: Sottofondo	1.00	1.00	<None>
26	16: Variabile q	0.00	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
27	17: Variabile Q caso 1	0.00	0.00	AND {UNO} : GRP {A}
28	16: Variabile q	0.00	0.00	AND {DUE} : GRP {A}
29	18: Variabile Q caso 2	0.00	0.00	AND {DUE} : GRP {A}
30	16: Variabile q	0.00	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
31	19: Variabile Q caso 3	0.00	0.00	AND {TRE} : GRP {A}
32	16: Variabile q	0.00	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
33	31: Spinta sinistra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
34	32: Spinta destra accidentale Q K0	0.00	0.00	AND {DIECI} : GRP {A}
35	21: Delta termico gradiente	0.50	-0.50	AND {SETTE} : GRP {A}
36	22: Delta termico costante	0.50	-0.50	AND {SETTE} : GRP {A}
37	23: Ritiro	1.00	0.00	<None>
38	26: Pavimentazione sotto	1.00	1.00	<None>
39	27: Sottofondo sotto	1.00	1.00	<None>
40	29: Varibile sotto q	0.00	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
41	28: Varibile sotto Q	0.00	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}
42	30: Folla sotto	0.00	0.00	AND {NOVE} : GRP {A}

8.4. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

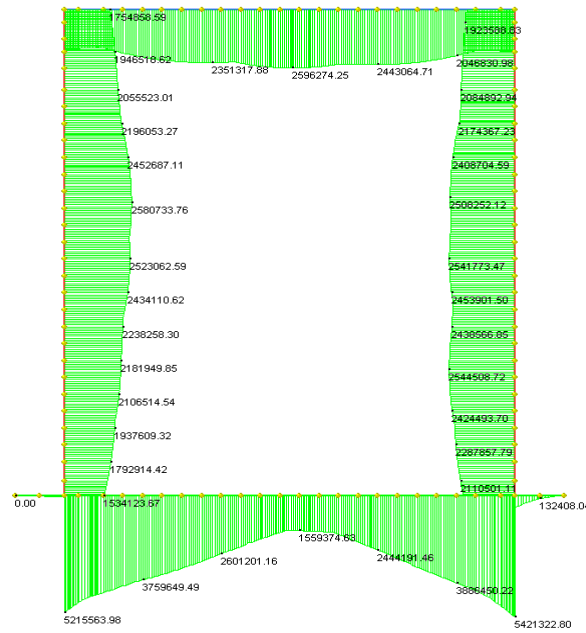


FIGURA 8.4-1 - INVILUPPOSLU MOMENTO FLETTENTE MAX

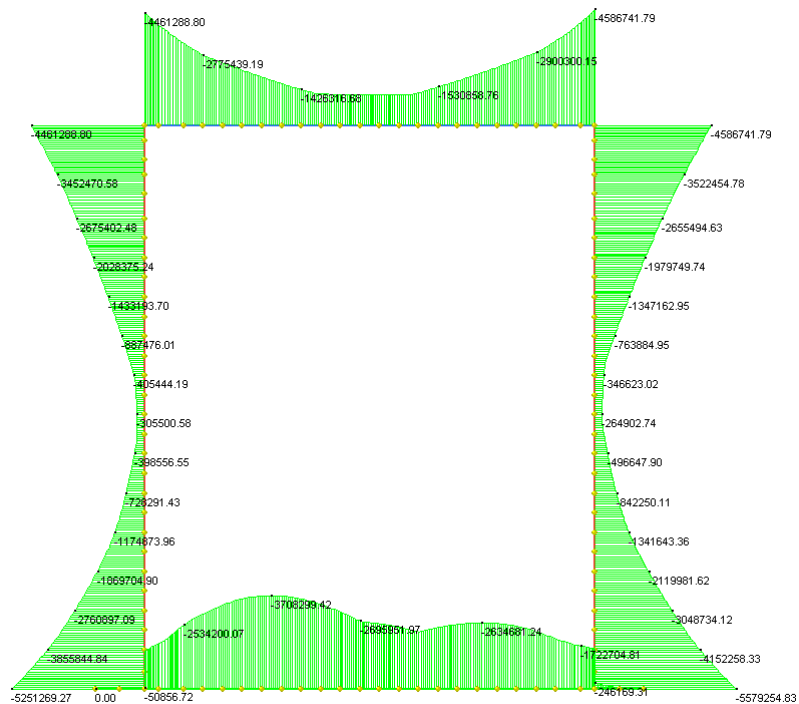


FIGURA 8.4-2 - INVILUPPOSLU MOMENTO FLETTENTE MIN

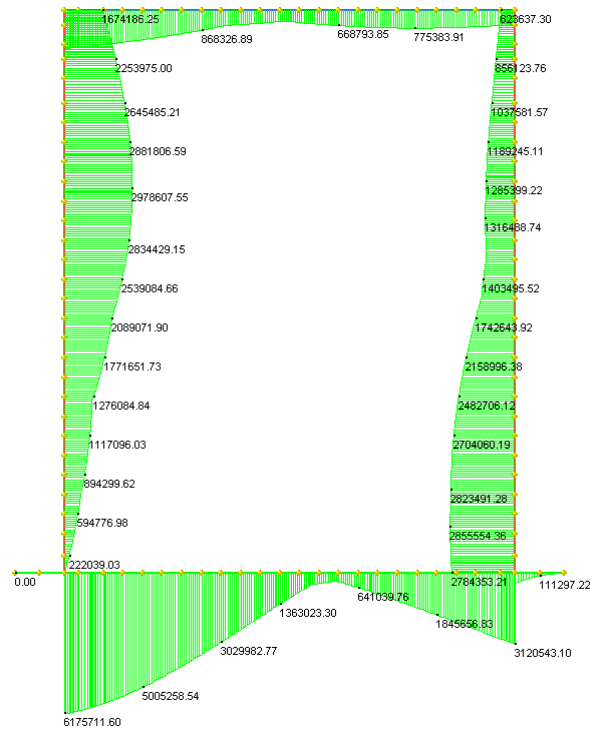


FIGURA 8.4-3 – INVILUPPO SLV MOMENTO FLETTENTE MAX

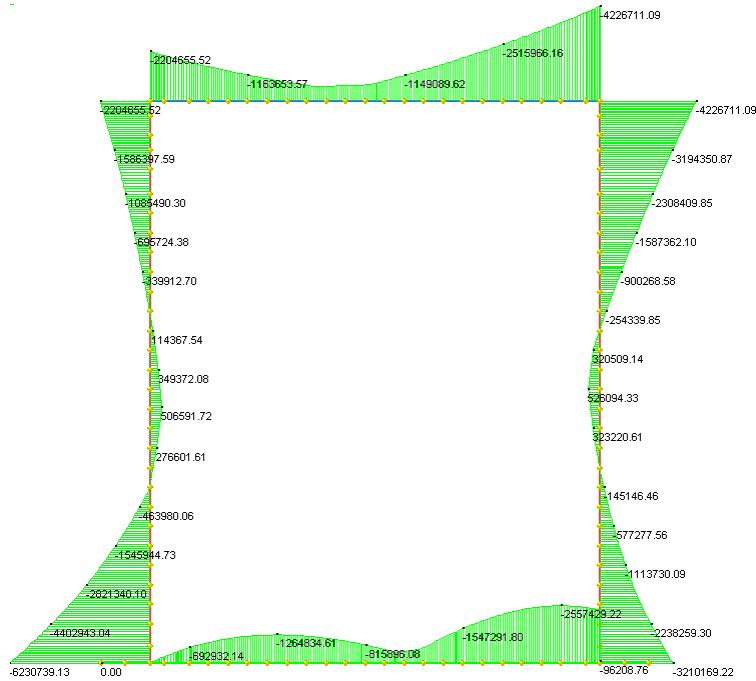


FIGURA 8.4-4 – INVILUPPO SLV MOMENTO FLETTENTE MIN

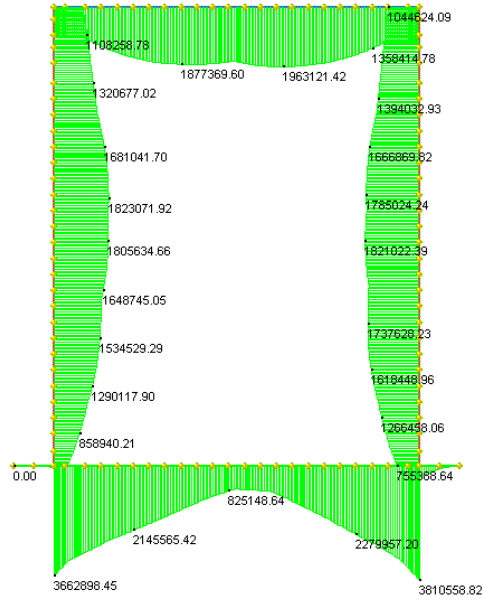


FIGURA 8.4-5 – INVILUPPO RARA MOMENTO FLETTENTE MAX

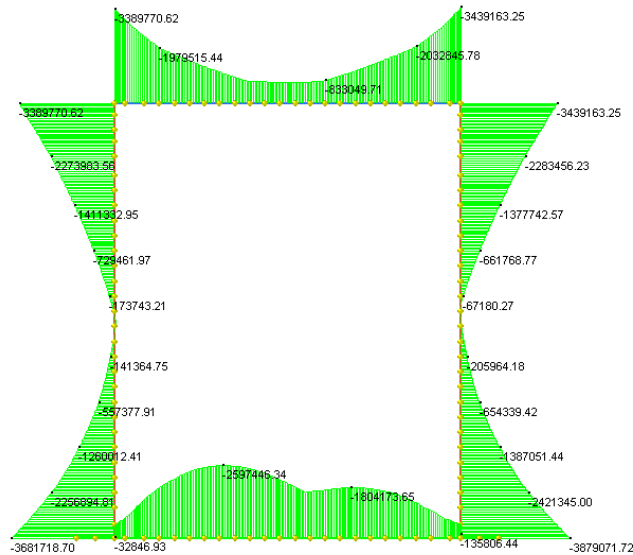


FIGURA 8.4-6 – INVILUPPO RARA MOMENTO FLETTENTE MIN

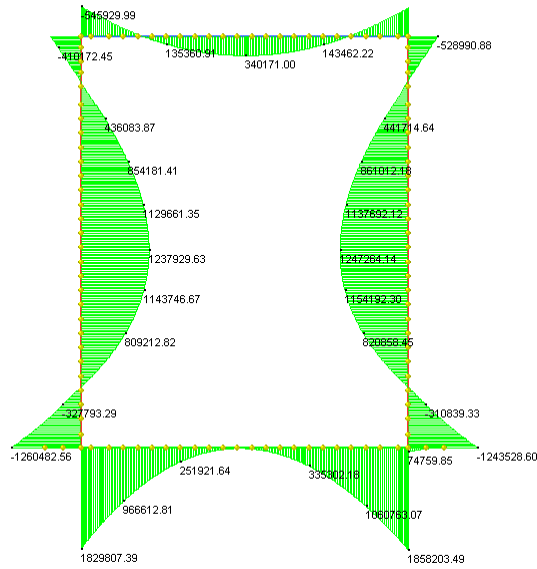


FIGURA 8.4-9 – INVILUPPO QUASI PERMANENTE MOMENTO FLETTENTE MAX

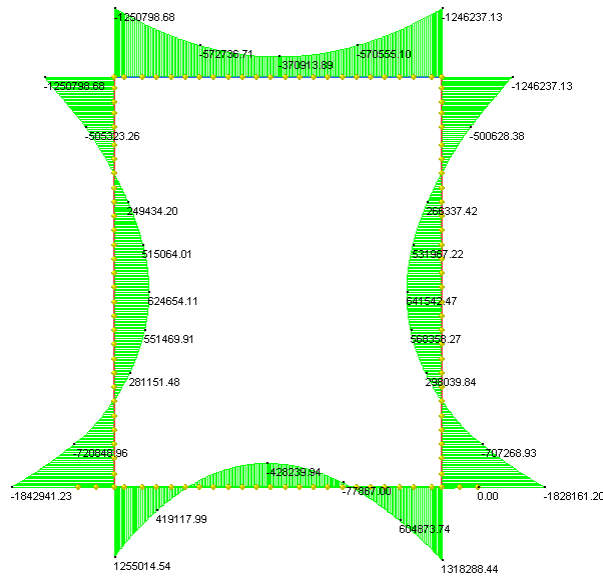


FIGURA 8.4-10 – INVILUPPO QUASI PERMANENTE MOMENTO FLETTENTE MIN

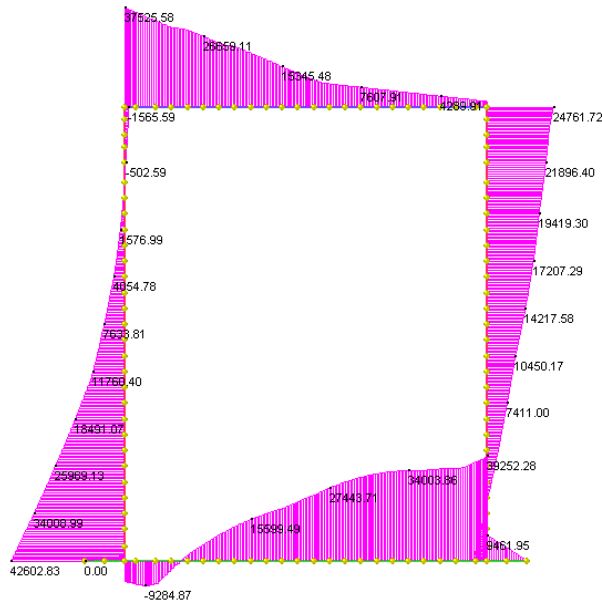


FIGURA 8.4-11 - INVILUPPO TAGLIO SLU MAX

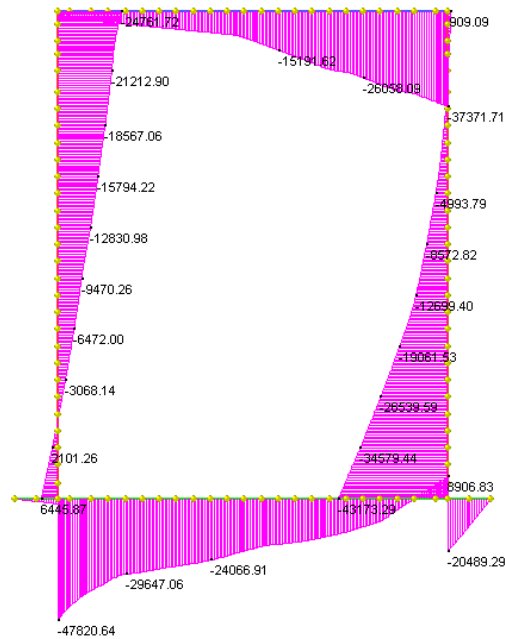


FIGURA 8.4-12 - INVILUPPO TAGLIO SLU MIN

8.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

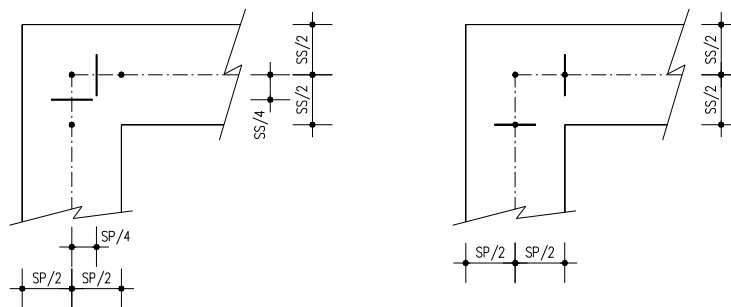


FIGURA 8.5-1 – SEZIONI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è 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'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1. combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2. combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

1. combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

2. combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente molto aggressivo ed armature poco sensibili:

1. combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$$

2. combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

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

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

8.5.1.1 Riepilogo dei Risultati

8.5.2. Soletta superiore

B = 100 cm

H = 60 cm

Cop = 65 mm

Nodo

As inf = $\phi 16/10$

As sup = $\phi 22/10$

Campata

As inf = $\phi 16/10$

As sup = $\phi 22/10$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente molto aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Nodo

M = 397.63 kNm

N = -201.81 kN

c.s. = 1.90

M = 394.32 kNm

N = -206.82 kN

c.s. = 1.92

Campata

M = 259.63 kNm

N = -85.98 kN

c.s. = 1.55

Verifiche combinazione RARA:

Nodo

$M = 302.70 \text{ kNm}$

$N = -166.07 \text{ kN}$

$\sigma_c = 6.2 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 152.0 \text{ Mpa}$

Campata

$M = 196.31 \text{ kNm}$

$N = -75.69 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 188.00 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Nodo

$M = 229.74 \text{ kNm}$

$N = -146.71 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 112.9 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.284$

Campata

$M = 151.76 \text{ kNm}$

$N = -75.62 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 141.2 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Nodo



$M = 114.00 \text{ kNm}$

$N = -112.76 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.4 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 51.3 \text{ Mpa}$

NON FESSURATA

Campata

$M = 34.02 \text{ kNm}$

$N = -91.68 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 15.0 \text{ Mpa}$

Non fessurata

8.5.3. Piedritti

B = 100 cm

H = 60 cm

Cop = 40 mm

As int = $\phi 22/10$

As est = $\phi 16/10$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Esterno

M = 492.88 kNm

N = -213.67 kN

c.s. = 1.621

M = 540.12 kNm

N = -52.35 kN

c.s. = 1.40

Interno

M = 258.07 kNm

N = -52.19 kN

c.s. = 1.61

$M = 297.86 \text{ kNm}$

$N = -9.81 \text{ kN}$

$c.s. = 1.34$

Verifiche combinazione RARA:

Esterno

$M = 341.75 \text{ kNm}$

$N = -188.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 6.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 163.3 \text{ Mpa}$

Interno

$M = 182.07 \text{ kNm}$

$N = -120.32 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3.8 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 153.3 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Esterno

$M = 277.45 \text{ kNm}$

$N = -179.77 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.3 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 129.5 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.189$

Interno

$M = 166.66 \text{ kNm}$

$$N = -120.36 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 137.0 \text{ Mpa}$$

$$W_k = 0.267$$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Esterno

$$M = 147.99 \text{ kNm}$$

$$N = -160.03 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 61.3 \text{ Mpa}$$

Non fessurata

Interno

$$M = 124.65 \text{ kNm}$$

$$N = -120.46 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 2.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 96.2 \text{ Mpa}$$

NON FESSURATA

8.5.4. Soletta inferiore

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

$$H = 70 \text{ cm}$$

$$C_{op} = 40 \text{ mm}$$

Nodo

$$A_s \text{ inf} = \phi 20/10$$

$$A_s \text{ sup} = \phi 16/10$$

campata

As inf = $\phi 20/10$

As sup = $\phi 16/10$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Nodo

M = 491.12 kNm

N = -359.29 kN

c.s. = 1.64

M = 603.73 kNm

N = -442.77 kN

c.s. = 1.37

Campata

M = 369.06 kNm

N = -162.84 kN

c.s. = 1.38

Verifiche combinazione RARA:

Nodo

M = 338.79kNm

$N = -254.86 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 155.0 \text{ Mpa}$

Campata

$M = 259.50 \text{ kNm}$

$N = -151.38 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.73 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 189.7 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Nodo

$M = 299.44 \text{ kNm}$

$N = -247.57 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 139.9 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.325$

Campata

$M = 203.91 \text{ kNm}$

$N = -155.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 140.4 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Nodo

$M = 163.29 \text{ kNm}$



$N = -215.97 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 61.5 \text{ Mpa}$

NON FESSURATA

Campata

$M = 42.71 \text{ kNm}$

$N = -178.67 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 3.3 \text{ Mpa}$

NON FESSURATA

8.5.5. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

8.5.5.1 Soletta superiore attacco piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck=0.83*Rck
coefficiente	γ c	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15.87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/γ c

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γ s	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fyd=fyk/γ s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	60	[cm]	
copriferro	c	6.5	[cm]	
altezza utile	d	52.7	[cm]	d=h-c-φ /2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro 1	φ 1	16	[mm]	
area di una barra	As1,i	2.01	[cm ²]	
area totale	As1	20.10	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro 2	φ 2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	20.10	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.616		k=1+(200/d)^(1/2)
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0.004	< 0.02	ρ 1=As/(b_w*d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	5270	[cm ²]	Ac=b_w*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ cp	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd σ cp=Np/Ac
	v min	0.380	[N/mm ²]	v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

V Rd	225.1	[kN]
V' Rd	200.5	[kN]
V Sd	324.6	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	φ w	14	[mm]	
passo	sw	33	[cm]	
numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	3.85	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$$V R_{sd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	375.0	[kN]
-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V R_{cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.93	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1629.3	[kN]
-------	--------	------

taglio agente
taglio resistente

V Sd	324.6	[kN]
V Rd	375.0	[kN]

Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando spilli φ14/ (40x33)

8.5.5.2 Soletta inferiore attacco piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 25/30		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	25	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	30	[N/mm ²]	fck=0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	14.17	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/ γ_c

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γ_s	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fyd=fyk/ γ_s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	70	[cm]	
copriferro	c	6.5	[cm]	
altezza utile	d	62.5	[cm]	d=h-c- ϕ /2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro 1	ϕ_1	20	[mm]	
area di una barra	As1,i	3.14	[cm ²]	
area totale	As1	31.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro 2	ϕ_2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	31.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

coefficiente	k	1.566		$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.005	< 0.02	$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	6250	[cm ²]	Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]	$\sigma_{cp} = N_p / A_c$
	v min	0.343	[N/mm ²]	v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	273.0	[kN]
V' Rd	214.3	[kN]
V Sd	392.0	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	ϕ_w	14	[mm]	
passo	sw	33	[cm]	
staffe numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	3.85	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$

taglio resistente con staffe	V Rsd	444.8	[kN]
------------------------------	--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.08	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1725.3	[kN]
-------------------------------------	--------------	---------------	-------------

taglio agente	V Sd	392.0	[kN]
taglio resistente	V Rd	444.8	[kN]

ok: Vrd > Vsd

$V_{rd} = \min(V_{rcd}; V_{rsd})$

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando spilli $\phi 14 / (40 \times 33)$

8.5.5.3 Piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15.87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/ γ_c

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γ_s	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fyd=fyk/ γ_s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	60	[cm]	
copriferro	c	6.5	[cm]	
altezza utile	d	52.5	[cm]	d=h-c- ϕ /2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro 1	$\phi 1$	20	[mm]	
area di una barra	As1,i	3.14	[cm ²]	
area totale	As1	31.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro 2	$\phi 2$?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	31.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.617		
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0.006	< 0.02	k=1+(200/d) ^{1/2} $\rho 1=As/(b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	5250	[cm ²]	Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd $\sigma_{cp}=Np/Ac$
	v min	0.381	[N/mm ²]	v min=0.035*k ^{1/2} (3/2)*fck ^{1/2}

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	260.7	[kN]
V' Rd	200.0	[kN]
V Sd	432.1	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	ϕw	14	[mm]	
passo	sw	20	[cm]	
numero bracci	nb	2		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	3.08	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe	V Rsd	493.2	[kN]
------------------------------	-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.93	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1623.1	[kN]
-------------------------------------	-------	--------	------

taglio agente
 taglio resistente

V Sd	432.1	[kN]
V Rd	493.2	[kN]

Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando spilli $\phi 14/ (20 \times 50)$

8.5.6. Armatura di ripartizione dello scatolare

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare (direzione y) viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) (EC2 § 9.3).

L'armatura di ripartizione viene disposta non uniformemente, ma leggermente maggiorata nei punti in cui è maggiore anche l'armatura principale, punti in cui, peraltro, risultano maggiori le sollecitazioni trasversali alla luce di calcolo dello scatolare. Ad esempio, l'armatura di ripartizione viene posta in quantità maggiore all'intradosso della sezione di mezzera della soletta superiore che è il punto dove si hanno i maggiori momenti secondari dovuti ai carichi mobili stradali ed alla sovrastruttura stradale (gli unici carichi non uniformemente distribuiti sulla larghezza dello scatolare e quindi gli unici carichi che danno azioni flessionali trasversali). Essendo tali carichi ubicati al centro dello scatolare, essi generano azioni flessionali che tendono le fibre poste all'intradosso, dove viene appunto incrementata l'armatura di ripartizione.

Semplici valutazioni consentono di provare che l'armatura di ripartizione pari al 20% della principale è sicuramente sufficiente per assorbire le azioni flessionali trasversali secondarie, ovvero nella direzione ortogonale a quella di massima inflessione della soletta.

Come già osservato la massima azione flessionale secondaria si ha nella soletta superiore, perché solo qui sono applicate azioni non uniformemente distribuite su un intero elemento strutturale; tali azioni localizzate sono i carichi mobili stradali ed il peso della sovrastruttura.

Schematizzando, la soletta superiore come una lastra infinitamente lunga in direzione y, appoggiata sui bordi distanti l_x , si valuta con l'ausilio di risultati tabellati (formule di BITTNER, vedi Allegato C) il massimo momento flettente in direzione y sotto l'effetto di una fascia caricata di larghezza t_y (larghezza caricata) per i carichi permanenti e variabili, e di lunghezza t_{x-var} (lunghezza di diffusione longitudinale dei carichi da traffico) per i carichi variabili, mentre per i carichi permanenti t_{x-perm} .

l_x	=	4.60	m
t_y	=	11.25	m
$t_{x var}$	=	3.20	m
$t_{x perm}$	=	4.60	m

Contributo dei carichi permanenti:

$$\begin{aligned}
 P_{perm} &= 22.00 \quad * \quad 0.39 + 20.00 \quad * \quad 0.48 = 18.18 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{perm-SLU} &= 18.18 \quad * \quad 1.35 = 24.53 \text{ kN/m}^2 \\
 P &= p \quad * \quad t_y \quad * \quad l_x = \\
 &= 18.18 \quad * \quad 4.60 \quad * \quad 11.25 = 940.82 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{SLU} &= P_{SLU} \quad * \quad t_y \quad * \quad l_x =
 \end{aligned}$$

$$= 24.53 \quad * \quad 4.60 \quad * \quad 11.25 \quad = \quad 1269.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= \infty \\ t_y/I_x &= 2.45 \quad \rightarrow \quad 1.00 \\ t_x/I_x &= 1.00 \\ \alpha_{\mu\psi} &= 0.021 \end{aligned}$$

Il massimo momento trasversale risulta:

$$\begin{aligned} M_{ym,SLE} &= \alpha_{\mu\psi} \quad * \quad P = 19.75 \text{ kNm/m} \\ M_{ym,SLU} &= \alpha_{\mu\psi} \quad * \quad P_{SLU} = 26.67 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Contributo dei carichi variabili:

$$\begin{aligned} p_{var} &= 78.15 \text{ kN/m}^2 \\ p_{var-SLU} &= 78.15 \quad * \quad 1.35 = 105.46 \text{ kN/m}^2 \\ \\ P &= p \quad * \quad t_y \quad * \quad I_x = \\ &= 78.15 \quad * \quad 11.25 \quad * \quad 3.20 = 2821.5 \text{ kN/m}^2 \\ \\ P_{SLU} &= p_{SLU} \quad * \quad t_y \quad * \quad I_x = \\ &= 73.72 \quad * \quad 11.25 \quad * \quad 3.20 = 3796.88 \text{ kN/m}^2 \\ \\ I_x &= \infty \\ t_y/I_x &= 2.45 \quad \rightarrow \quad 1.00 \\ t_x/I_x &= 0.70 \\ \alpha_{\mu\psi} &= 0.0268 \end{aligned}$$

Il massimo momento trasversale risulta:

$$\begin{aligned} M_{ym,SLE} &= \alpha_{\mu\psi} \quad * \quad P = 75.62 \text{ kNm/m} \\ M_{ym,SLU} &= \alpha_{\mu\psi} \quad * \quad P_{SLU} = 102.08 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Sollecitazioni totali:

$$\begin{aligned} M_{ym,SLE} &= 95.37 \text{ kNm/m} \\ M_{ym,SLU} &= 128.75 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

8.5.6.1 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione resistente sono note, B =100 cm, H= 60 cm

Si assume un'armatura inferiore e superiore pari a $\phi 14/20$

C.S. 1.17

Verifiche stato limite di esercizio:

$$\sigma_c = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250.8 \text{ MPa}$$

Sezione non fessurata

Si noti, inoltre, che l'ipotesi di lastra di lunghezza indefinita porta sicuramente a sovrastimare i momenti trasversali.

Pertanto si può affermare che l'armatura di ripartizione assunta pari al 20% della principale è largamente sufficiente in relazione alle modeste sollecitazioni trasversali secondarie che possono nascere nella struttura dello scatolare.

In Allegato si riporta un prospetto illustrativo con i risultati tabellati per la determinazione delle sollecitazioni trasversali nelle piastre rettangolari appoggiate sui quattro lati caricate uniformemente su una zona rettangolare centrale (formule di BITTNER).

9. MURI AD “U” – CONCIO 1

Nei capitoli seguenti vengono riportate le verifiche effettuate su 2 conci del muro andatore.

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:

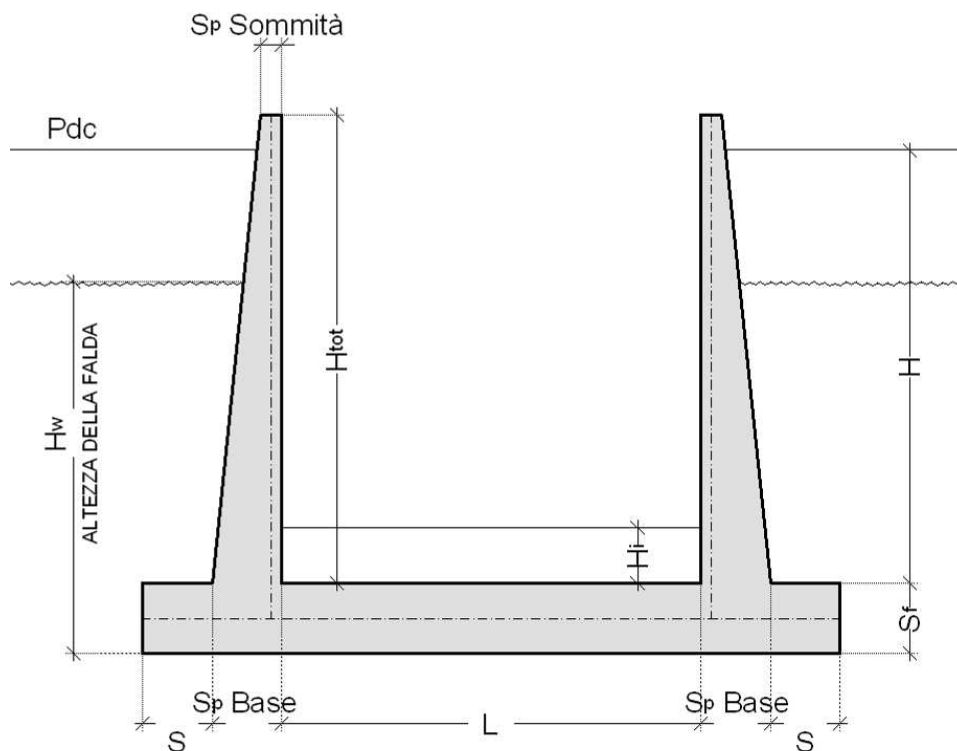


FIGURA 9-1 – SEZIONE TIPOLOGICA

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	4.00	m
H Tot	=	5.40	m
H	=	4.70	m
Sp Sommità	=	0.30	m
Sp Base	=	0.84	m
S	=	0.20	m
Sf	=	0.70	m
Hi	=	1.10	m
Falda		si	
Hw	=	3.25	m
rispetto ad intradosso soletta			

TABELLA 9-1 - DIMENSIONI GEOMETRICHE (SEZIONE IN RETTO)

9.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus 7.2.4.4) schematizzando i vari setti con elementi "beam".

9.1.1. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. La mesh è composta da 86 beam elements e da 87 nodi.

L'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

L'analisi strutturale è 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.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

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

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 31447 / 32588 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente per classe di resistenza C25/30 e C28/35.

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

9.2. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Vengono prese in considerazione le stesse 19 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 24) del Sottovia.

I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (permanenti portati)
3	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto sx)
4	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto dx)
5	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto sx)
6	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto dx)
7	Qk	CDC=Qk (Q1k centrato)
8	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto dx)
9	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto sx)
10	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto sx)
11	Qk	CDC=Qk (Accidentale su piedritto dx)
12	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto sx)
13	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto dx)
14	Qk	CDC=Qk (frenatura)
15	Qk	CDC=Qk (Sovrappinta sismica teta 1)
16	Qk	CDC=Qk (Sovrappinta sismica teta 2)
17	Qk	CDC=Qk (Variazione termica uniforme)
18	Qk	CDC=Qk (Variazione termica lineare su soletta e piedritti)
19	Qk	CDC=Qk (Ritiro differenziale soletta)
20	Qk	CDC=Qk (Inerzia sismica orizzontale)
21	Qk	CDC=Qk (Inerzia sismica verticale)
22	Gk	CDC=Gk (Falda sinistra)
23	Gk	CDC=Gk (Falda destra)
24	Gk	CDC=Gk (Sottospinta falda bassa)

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

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato	=	25.00
rilevato	=	20.00

pavimentazione = 22.00

9.2.1. Carichi elementari applicati:

IL PESO PROPRIO È APPLICATO MEDIANTE L'ACCELERAZIONE DI GRAVITÀ ALLE MASE.

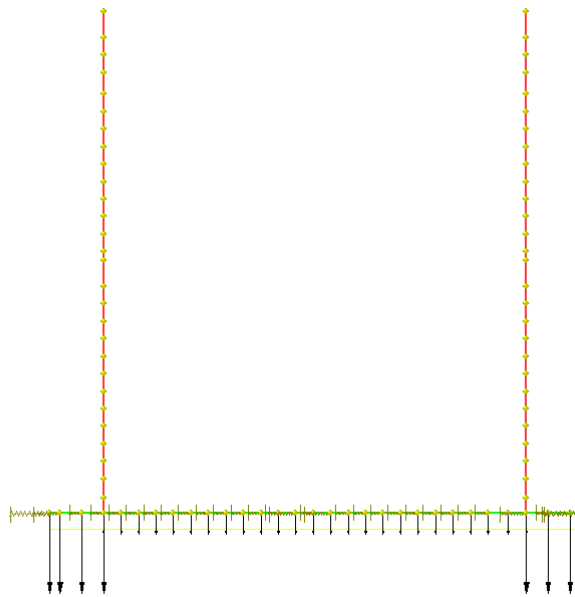


FIGURA 9.2-1 - CARICHI PERMANENTI (CDC 2)

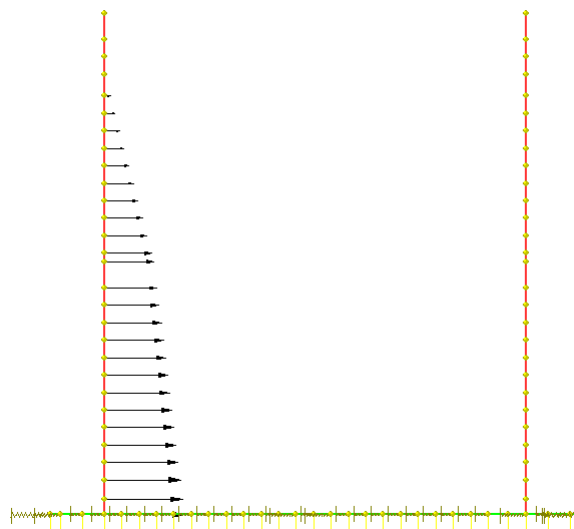


FIGURA 9.2-2 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO SINISTRO (CDC 3)

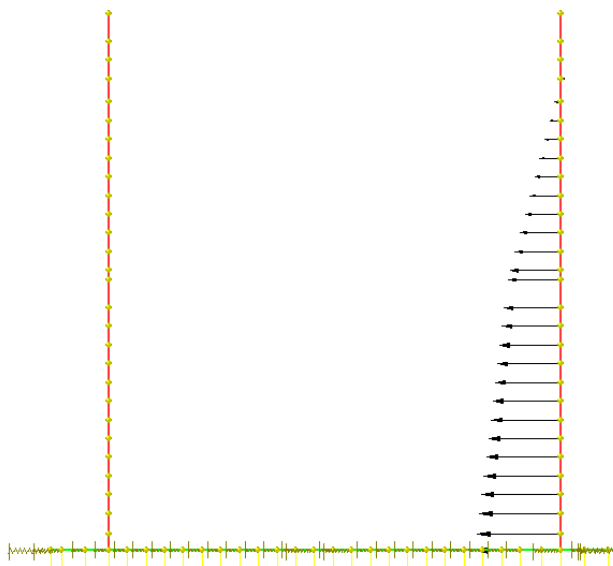


FIGURA 9.2-3 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO (CDC 4)

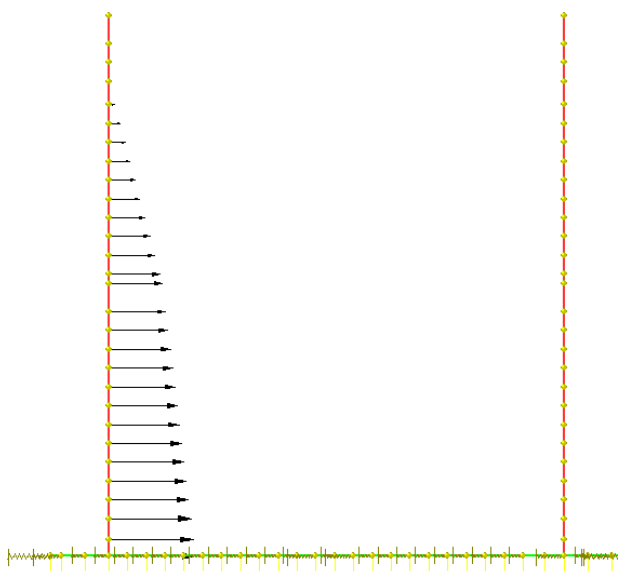


FIGURA 9.2-4 - SPINTA ATTIVA DELLE TERRE SUL PIEDRITTO SINISTRO (CDC 5)

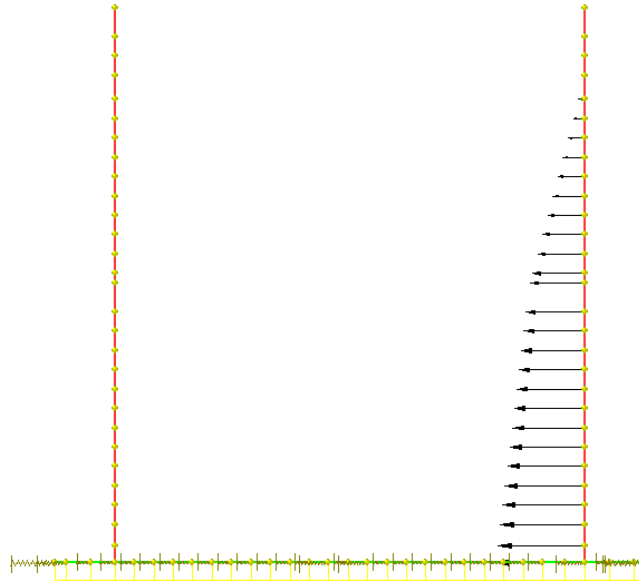


FIGURA 9.2-5 - SPINTA ATTIVA DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO (CDC 6)

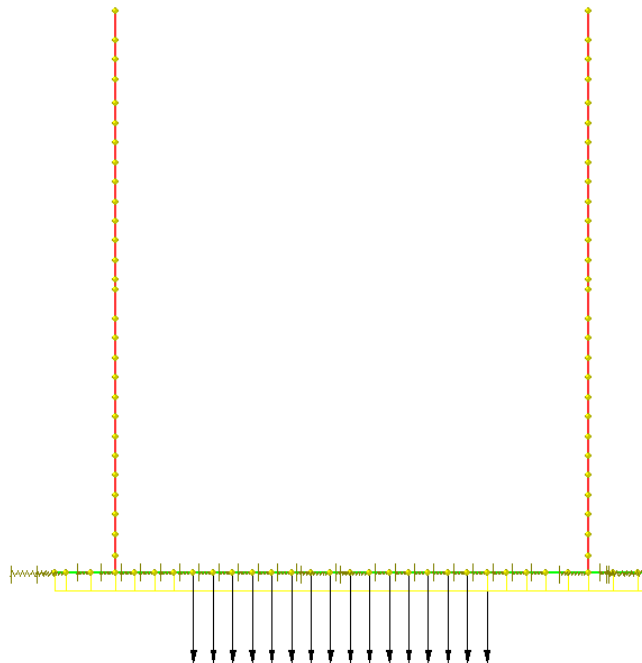


FIGURA 9.2-6 – CARICO STRADALE Q1 CENTRATO (CDC 7)

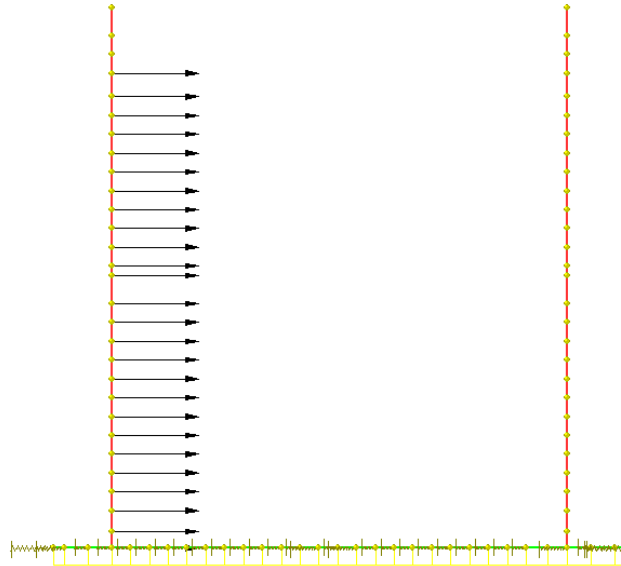


FIGURA 9.2-7 - AZIONE CARICO STRADALE 20 kN/M2 PIEDRITTO SINISTRO (CDC 12)

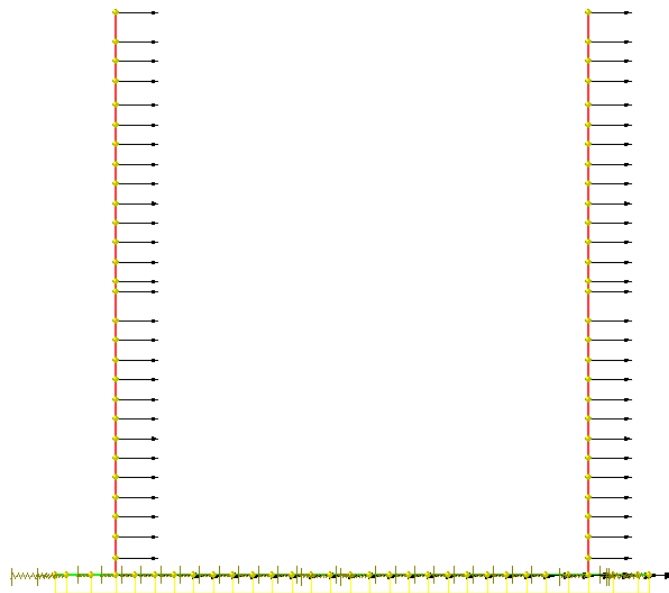


FIGURA 9.2-8 - AZIONE INERZIA SISMICA ORIZZONTALE (CDC 20)

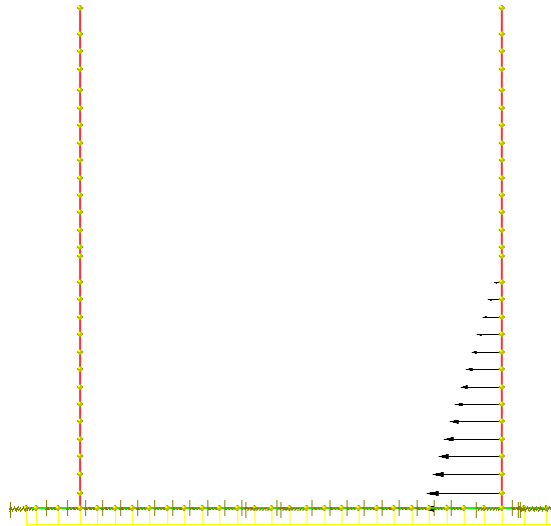


FIGURA 9.2-9 – FALDA PIEDRITTO DESTRO (CDC 23)

9.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati

Piedritti

peso proprio	0.57	*	25	=	14.25	kN/m ²
--------------	------	---	----	---	-------	-------------------

Soletta inferiore

peso proprio	0.70	*	25	=	17.5	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	1.10	*	20.00	=	22.0	kN/m ²

Peso proprio terreno sbalzi	4.70	*	18.50	=	86.95	kN/m ²
-----------------------------	------	---	-------	---	-------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nella condizione di carico CDC2 i carichi permanenti portati.

9.2.3. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma_t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

1) In presenza di falda esterna al muro:

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{sup} = P_2 = 0$$

$$P_w = 24.22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{inf} = P_{11} = 39.23 \text{ kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 3) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto dx.

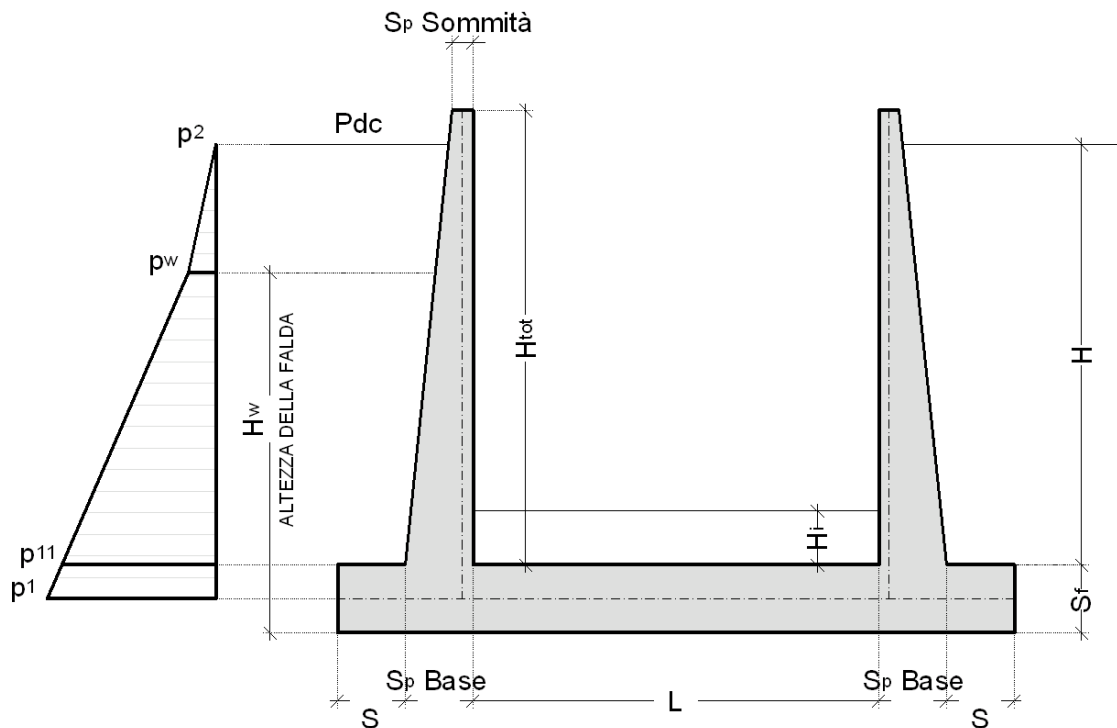


FIGURA 9.2-10 – SPINTA DELLE TERRE

Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

- Spinta a riposo su entrambi i piedritti;

9.2.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

CDC 12-13: spinta sul piedritto generata dal sovraccarico da 20kN/m² sul rilevato

Si considera, ai fini del calcolo della spinta sui piedritti, un carico q_{acc} sul terrapieno pari a 20 kN/m².

Tale carico genera spinte pari a:

$$p = k_0 * q_{acc} = 20.00 * 0.609 = 12.19 \text{ kN/m}^2$$

(spinta a riposo, CDC 12 e 13, piedritto sinistro/destro)

9.2.5. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione del muro

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico $Q_{i,k}$, ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta.

Base collaborante trasversale: $B_T = 3.00\text{m}$

Ingombro longitudinale:

$$L_l = 1.60 + 2 * (1.10 * \tan 30 + 0.70 / 2) = 3.57 \text{ m}$$

$$q'_{acc1} = 600 / 3.00 / 3.57 + 9 = 65.02 \text{ kN/m}^2$$

(carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)

I sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione vengono inserite nei casi di carico CDC7-8-9.

9.2.6. Azioni sismiche inerziali e sovraspinta sismica

(CDC elementari 20-21)

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P * k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.214 \quad k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.107$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si farà riferimento alla (4-6) e (4-7) e si adotterà il seguente procedimento:

- 1) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
- 2) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

- 3) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- 4) Si assume che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

Ai fini delle azioni verticali, non considerando i carichi accidentali

Soletta inferiore

Massa soletta inferiore 39.5 kN/m² Inerzia piedritto 39.5 * 0.107 = 4.226 kN/m²

Ai fini delle azioni orizzontali,

Sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti, mentre sulla soletta inferiore si considera l'inerzia della stessa nonché i permanenti portati.

Spinta inerziale sui piedritti:

Peso proprio * k_h = 1.86 kN/m²
 Terreno a tergo = 3.05 kN/m²

Spinta inerziale sulla soletta inferiore:

Peso proprio * k_h = 3.75 kN/m²
 Peso permanente * k_h = 4.71 kN/m²

Sovraspinta sismica del terreno laterale:

9.3. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

9.3.1. Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{\epsilon 2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{\epsilon 3} \psi_{0 \epsilon 3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{\epsilon 2} R + \gamma_{\epsilon 3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

CASES	1	2	3	4	5	6	7
	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
2: Permanenti [Freedom Case 1]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
3: Spinta terreno SX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
4: Spinta terreno DX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
5: Spinta terreno SX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6: Spinta terreno DX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7: Varibile sotto Q1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8: Varibile sotto Q2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9: Varibile sotto Q3 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10: Accidentale piedritto SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11: Accidentale piedritto DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12: q stradale 20 SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00
13: q stradale 20 DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00
14: Frenatura [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15: Sovraspinta sismica teta 1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16: Sovraspinta sismica teta 2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17: Variazione termica uniforme [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18: Variazione termica lineare [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19: Ritiro [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21: Inerzia sismica verticale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22: Falda SX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
23: Falda DX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
24: Sottospinta falda alta [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35

9.3.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

CASES	13	14	15
	RARA1	RARA2	RARA3
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00
2: Permanenti [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00
3: Spinta terreno SX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
4: Spinta terreno DX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
5: Spinta terreno SX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
6: Spinta terreno DX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
7: Varibile sotto Q1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
8: Varibile sotto Q2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
9: Varibile sotto Q3 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
10: Accidentale piedritto SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
11: Accidentale piedritto DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
12: q stradale 20 SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.75
13: q stradale 20 DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
14: Frenatura [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
15: Sovrappinta sismica teta 1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
16: Sovrappinta sismica teta 2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
17: Variazione termica uniforme [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
18: Variazione termica lineare [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
19: Ritiro [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
20: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
21: Inerzia sismica verticale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
22: Falda SX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
23: Falda DX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
24: Sottospinta falda alta [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00

9.3.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

CASES	10	11	12
	FREQUENTE 1	FREQUENTE2	FREQUENTE3
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00
2: Permanenti [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00
3: Spinta terreno SX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
4: Spinta terreno DX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
5: Spinta terreno SX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
6: Spinta terreno DX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
7: Varibile sotto Q1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
8: Varibile sotto Q2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
9: Varibile sotto Q3 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
10: Accidentale piedritto SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
11: Accidentale piedritto DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
12: q stradale 20 SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.75
13: q stradale 20 DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
14: Frenatura [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
15: Sovrappinta sismica teta 1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
16: Sovrappinta sismica teta 2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
17: Variazione termica uniforme [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
18: Variazione termica lineare [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
19: Ritiro [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
20: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
21: Inerzia sismica verticale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
22: Falda SX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
23: Falda DX [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00
24: Sottospinta falda alta [Freedom Case 1]	0.00	1.00	1.00

9.3.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$$

CASES	8	9
	QUASI PERM 1	QUASI PERM 2
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.00	1.00
2: Permanenti [Freedom Case 1]	1.00	1.00
3: Spinta terreno SX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00
4: Spinta terreno DX K0 [Freedom Case 1]	0.00	1.00
5: Spinta terreno SX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00
6: Spinta terreno DX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00
7: Varibile sotto Q1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
8: Varibile sotto Q2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
9: Varibile sotto Q3 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
10: Accidentale piedritto SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00
11: Accidentale piedritto DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00
12: q stradale 20 SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00
13: q stradale 20 DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00
14: Frenatura [Freedom Case 1]	0.00	0.00
15: Sovrappinta sismica teta 1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
16: Sovrappinta sismica teta 2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
17: Variazione termica uniforme [Freedom Case 1]	0.00	0.00
18: Variazione termica lineare [Freedom Case 1]	0.00	0.00
19: Ritiro [Freedom Case 1]	0.00	0.00
20: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00
21: Inerzia sismica verticale [Freedom Case 1]	0.00	0.00
22: Falda SX [Freedom Case 1]	0.00	1.00
23: Falda DX [Freedom Case 1]	0.00	1.00
24: Sottospinta falda alta [Freedom Case 1]	0.00	1.00

9.3.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_V + (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%})$$

$$E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_V - (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%})$$

$$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V + (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%})$$



$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V$ - (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$

CASES	16	17	18	19
	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
2: Permanenti [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
3: Spinta terreno SX K0 [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
4: Spinta terreno DX K0 [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
5: Spinta terreno SX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
6: Spinta terreno DX KA [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
7: Varibile sotto Q1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
8: Varibile sotto Q2 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
9: Varibile sotto Q3 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
10: Accidentale piedritto SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
11: Accidentale piedritto DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
12: q stradale 20 SX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
13: q stradale 20 DX [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
14: Frenatura [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
15: Sovraspinta sismica teta 1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
16: Sovraspinta sismica teta 2 [Freedom Case 1]	0.30	1.00	-0.30	1.00
17: Variazione termica uniforme [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
18: Variazione termica lineare [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
19: Ritiro [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00	0.00
20: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.30	1.00	-0.30	1.00
21: Inerzia sismica verticale [Freedom Case 1]	1.00	0.30	1.00	-0.30
22: Falda SX [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
23: Falda DX [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00
24: Sottospinta falda alta [Freedom Case 1]	1.00	1.00	1.00	1.00

9.4. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

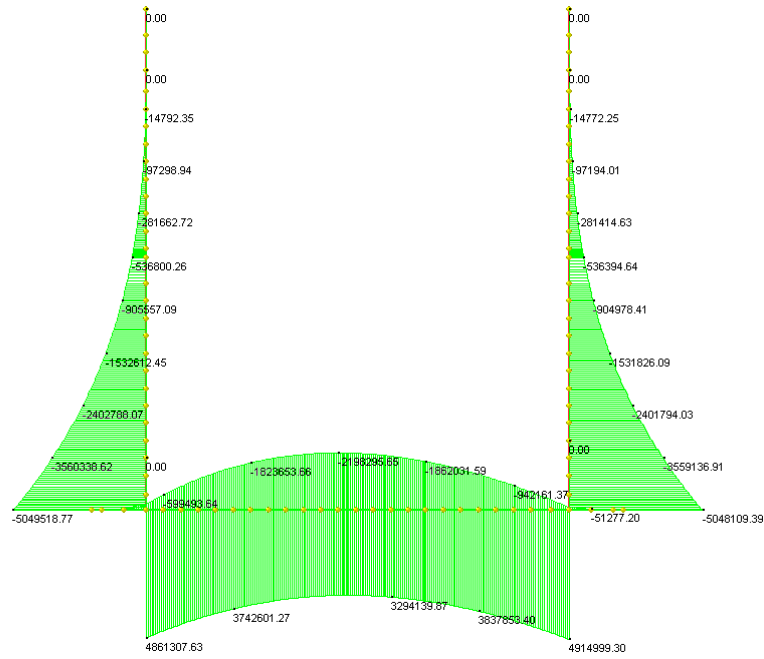


FIGURA 9.4-1 - INVILUPPOSLU MOMENTO FLETTENTE

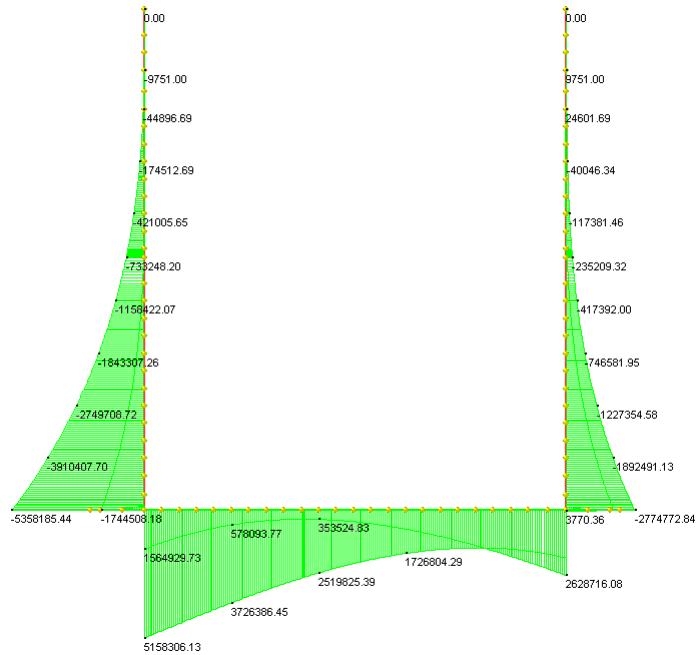


FIGURA 9.4-2 - INVILUPPOSLV MOMENTO FLETTENTE

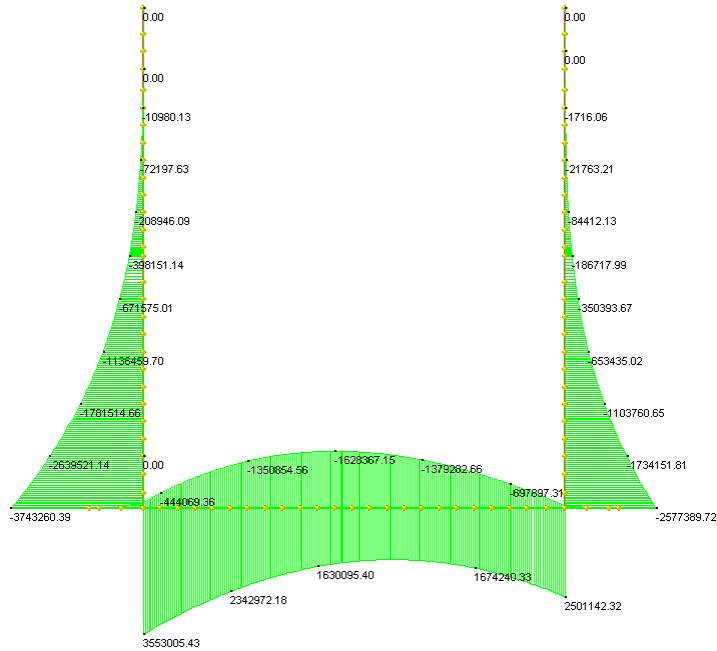


FIGURA 9.4-3 – INVILUPPO RARA MOMENTO FLETTENTE

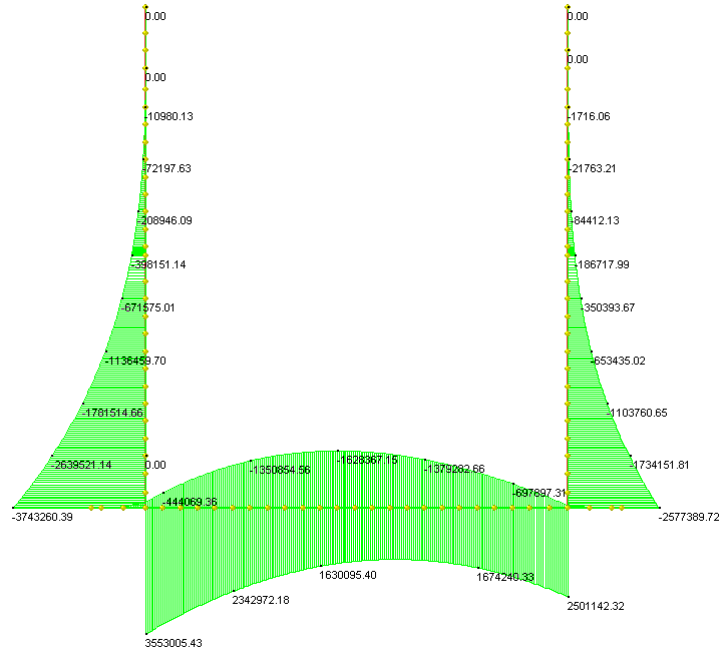


FIGURA 9.4-4 – INVILUPPO FREQUENTE MOMENTO FLETTENTE

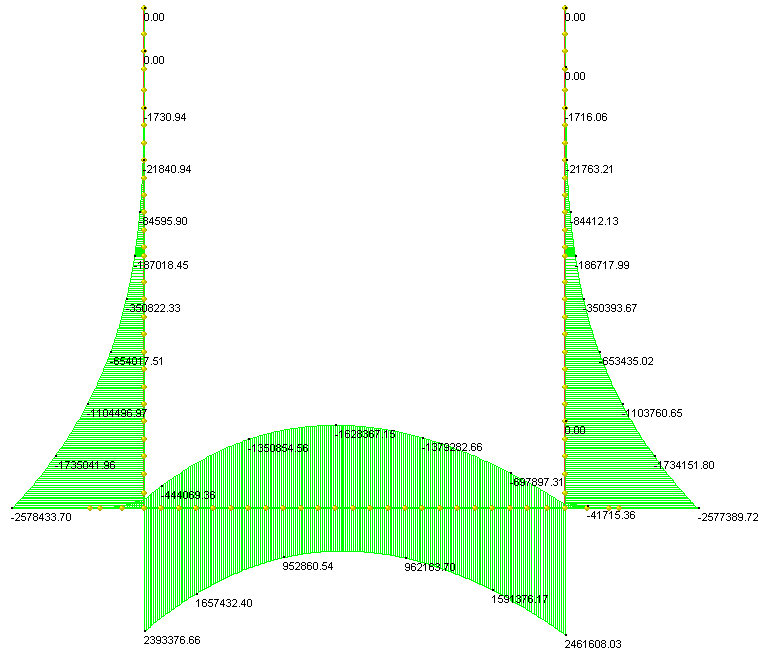


FIGURA 9.4-5 – INVILUPPO QUASI PERMANENTE MOMENTO FLETTENTE

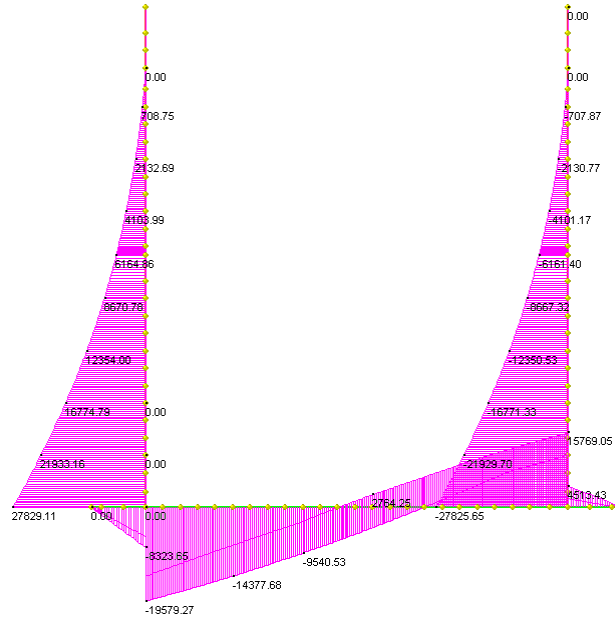


FIGURA 9.4-6 - INVILUPPO TAGLIO SLU

9.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

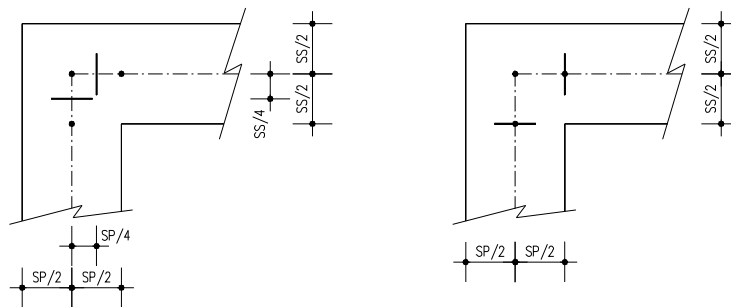


FIGURA 9.5-1 – SEZIONI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è 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'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

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

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

9.5.1. Flessione

9.5.1.1 Piedritti

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

$$H = 84 \text{ cm}$$

$$C_{op \text{ min}} = 35 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ int}} = \phi 16/20$$

$$A_{s \text{ est}} = \phi 20/10$$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Esterno

$$M = 457.83 \text{ kNm}$$

$$N = -80.83 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.96$$

$M = 490.43 \text{ kNm}$

$N = -80.83 \text{ kN}$

c.s. = 1.83

Verifiche combinazione RARA:

Esterno

$M = 339.40 \text{ kNm}$

$N = -80.83 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.1 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 141.0 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Esterno

$M = 339.40 \text{ kNm}$

$N = -80.83 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.1 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 141.0 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.082$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Esterno

$M = 230.86 \text{ kNm}$

$N = -80.83 \text{ kN}$

NON FESSURATA

$\sigma_c = 2.8 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 92.3 \text{ Mpa}$

9.5.1.2 Soletta inferiore

B = 100 cm

H = 70 cm

Cop = 40 mm

Nodo

As inf = $\phi 20/10$

As sup = $\phi 16/20$

Campata

As inf = $\phi 20/10$

As sup = $\phi 16/20$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Nodo

M = 458.60 kNm

N = -278.27 kN

c.s. = 1.69

M = 486.35 kNm

N = -238.07 kN

c.s. = 1.57

Campata

$M = 219.825 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

c.s. = 2.06

Verifiche combinazione RARA:

Nodo

$M = 327.28 \text{ kNm}$

$N = -197.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 153.1 \text{ Mpa}$

Campata

$M = 162.83 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 137.7 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Nodo

$M = 327.28 \text{ kNm}$

$N = -197.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 153.1 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.12$

Campata

$M = 162.83 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 137.7 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Nodo

$M = 212.10 \text{ kNm}$

$N = -160.11 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 94.9 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Campata

$M = 162.83 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 137.7 \text{ Mpa}$

Non fessurata

9.5.2. Taglio

9.5.2.1 Piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 32/40	
resistenza caratteristica cilindrica	fck	32	[N/mm ²]
resistenza caratteristica cubica	Rck	40	[N/mm ²]
coefficiente	γ _c	1.50	
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	18.13	[N/mm ²]
			fcd=0.83*Rck
			fcd=0.85*fck/γ _c

acciaio

tipo		B 450 C	
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]
coefficiente	γ _s	1.15	
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]
			f _{yd} =f _{yk} /γ _s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	84	[cm]	
copriferro	c	3.5	[cm]	
altezza utile	d	79.5	[cm]	d=h-c-φ/2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro	φ 1	20	[mm]	
area di una barra	As1,i	3.14	[cm ²]	
area totale	As1	31.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro	φ 2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	31.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.502		k=1+(200/d)^(1/2)
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0.004	< 0.02	ρ 1=As/(b _w *d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	7950	[cm ²]	Ac=b _w *d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ cp	0.000	[N/mm ²]	σ cp=Np/Ac < 0.2 fcd
	v min	0.364	[N/mm ²]	v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

V R_d	333.7	[kN]
V' R_d	289.6	[kN]
V S_d	238.2	[kN]

ok: V R_d > V' R_d

ok: V_{rd} > V_{sd}

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	φ w	12	[mm]	
passo	sw	40	[cm]	
numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]	
area totale	Asw	2.83	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad	ok: 1.0 < cotg θ < 2.5

$$V R_{sd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V R_{sd}	342.5	[kN]
-------------------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V R_{cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo

V R_{cd}	2809.0	[kN]
-------------------------	---------------	-------------

taglio agente
 taglio resistente

V S_d	238.2	[kN]
V R_d	342.5	[kN]

V_{rd}=min(V_{rcd};V_{rsd})

ok: V_{rd} > V_{sd}

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza armare. Si posizionano spilli φ12/ (40x40)

9.5.2.2 Soletta inferiore

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 25/30	
resistenza caratteristica cilindrica	fck	25	[N/mm ²]
resistenza caratteristica cubica	Rck	30	[N/mm ²]
coefficiente	γ c	1.50	
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	14.17	[N/mm ²]
			fcd=0.83*Rck
			fcd=0.85*fck/γ c

acciaio

tipo		B 450 C	
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]
coefficiente	γ s	1.15	
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]
			fyd=fyk/γ s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]
altezza della sezione	h	70	[cm]
copriferro	c	3.5	[cm]
altezza utile	d	65.5	[cm]
			d=h-c-φ /2

acciaio

numero barre	n1	10	
diametro	φ 1	20	[mm]
area di una barra	As1,i	3.14	[cm ²]
area totale	As1	31.40	[cm ²]
			As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0	
diametro	φ 2	?	[mm]
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]
area totale	As2	0.00	[cm ²]
area totale barre longitudinali	As	31.40	[cm ²]
			As2=n2*As2,i
			As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot t_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

coefficiente	k	1.553	
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0.005	< 0.02
			k=1+(200/d)^(1/2)
			ρ 1=As/(b_w*d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	6550	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ cp	0.000	[N/mm ²]
			< 0.2 fcd
			Ac=b_w*d
			σ cp=Np/Ac
	v min	0.339	[N/mm ²]
			v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot t_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	279.3	[kN]
V' Rd	221.7	[kN]
V Sd	230.0	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

ok: Vrd > Vsd

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	φ w	12	[mm]
passo	sw	40	[cm]
numero bracci	nb	2.5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	2.83	[cm ²]
			Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=> 0.524 rad
			ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$V R_{sd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$
 taglio resistente con staffe

V Rsd	282.2	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$V R_{cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$

coefficiente maggiorativo	α c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.08	[N/mm ²]
			f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1808.1	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente
 taglio resistente

V Sd	230.0	[kN]
V Rd	282.2	[kN]

Vrd=min(Vrzd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza armare. Si posizionano spilli φ12/ (40x40)

10. MURI AD "U" – CONCIO 2

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:

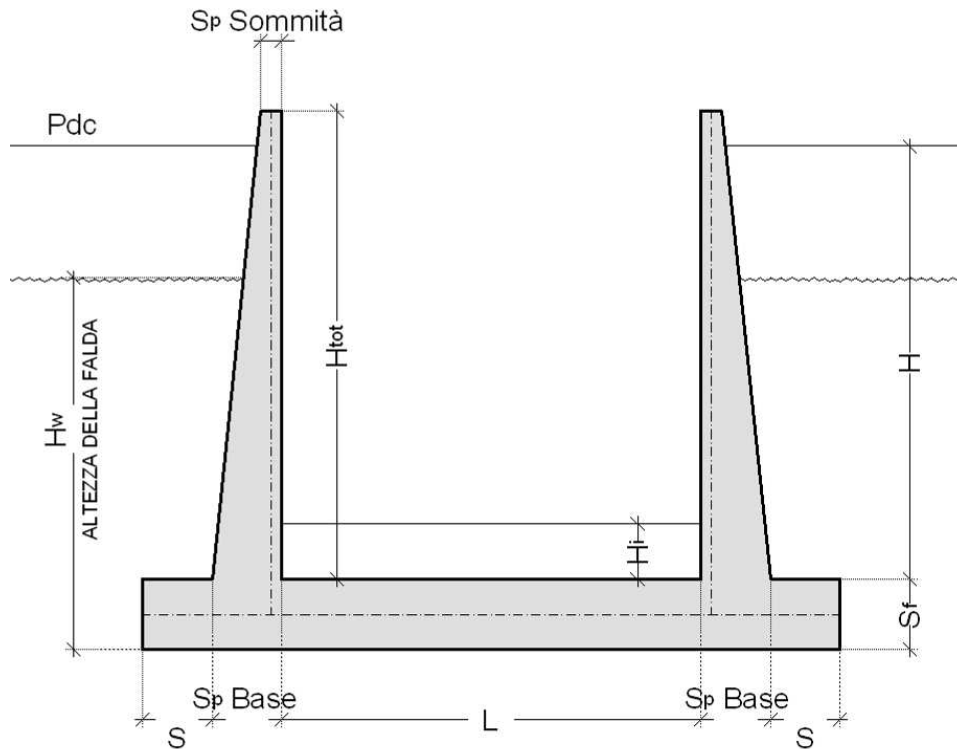


FIGURA 10-1 – SEZIONE TIPOLOGICA

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	4.00	m
H Tot	=	3.00	m
H	=	2.70	m
Sp Sommità	=	0.30	m
Sp Base	=	0.60	m
S	=	0.20	m
Sf	=	0.60	m
Hi	=	1.0	m
Falda		si	
Hw	=	2.80	m
rispetto ad intradosso soletta			

TABELLA 10-1 - DIMENSIONI GEOMETRICHE (SEZIONE IN RETTO)

10.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus 7.2.4) schematizzando i vari setti con elementi "beam".

10.1.1. Analisi

La modellazione adottata, i carichi e le combinazioni di carico sono le medesime del concio 1.

Si rimanda quindi ai paragrafi precedenti per quanto riguarda questi aspetti.

10.2. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

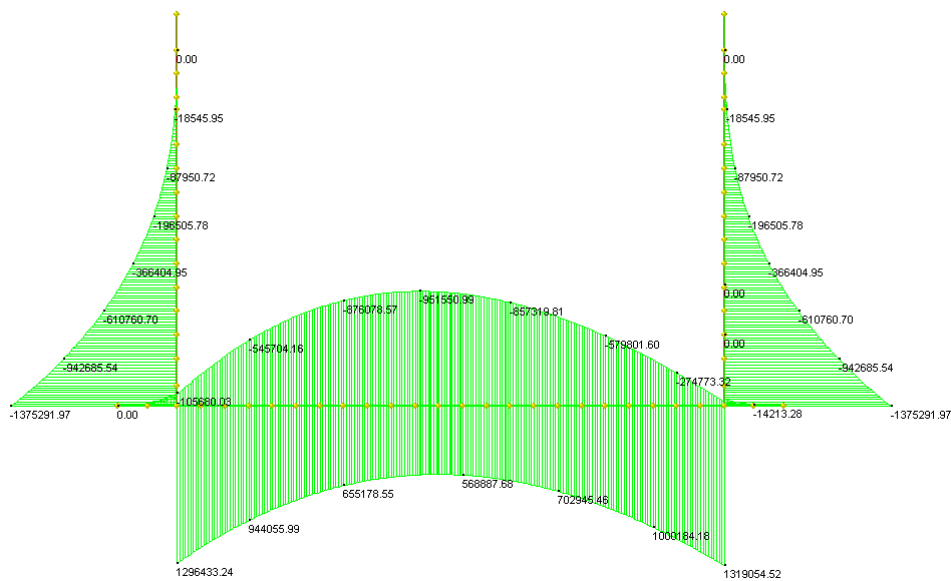


FIGURA 10.2-1 - INVILUPPOSLU MOMENTO FLETTENTE

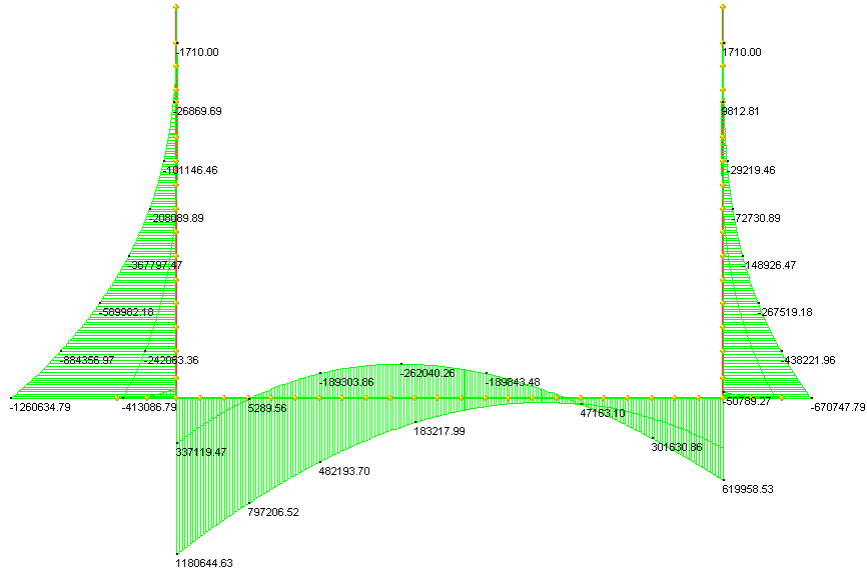


FIGURA 10.2-2 - INVILUPPOS LV MOMENTO FLETTENTE

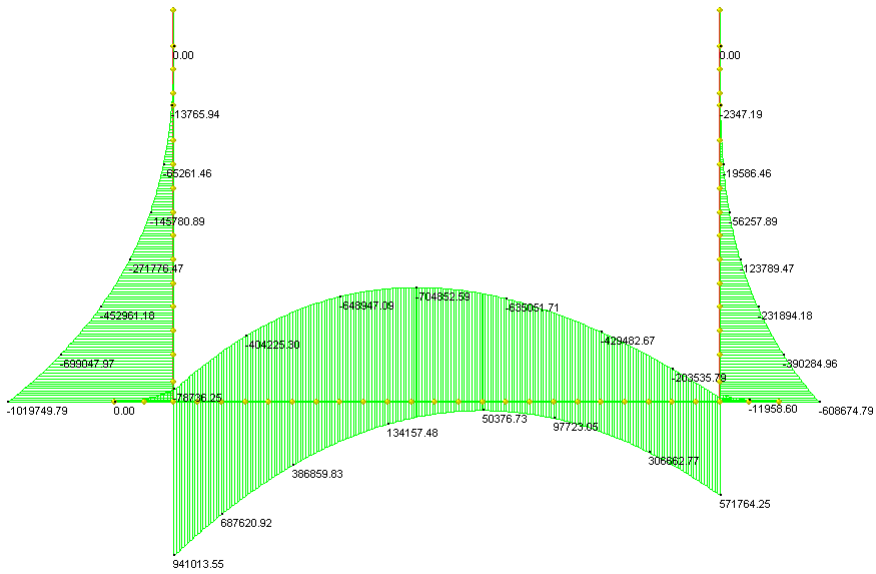


FIGURA 10.2-3 – INVILUPPO RARA MOMENTO FLETTENTE

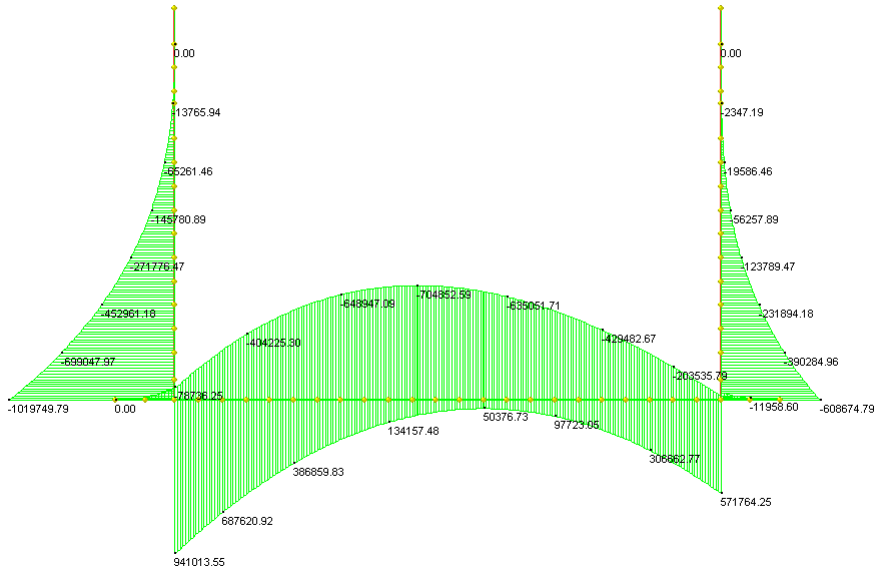


FIGURA 10.2-4 – INVILUPPO FREQUENTE MOMENTO FLETTENTE

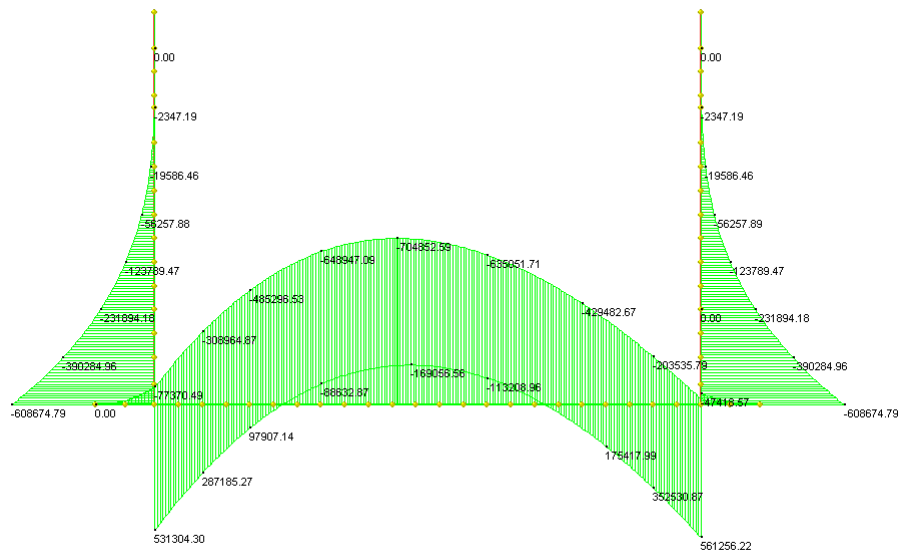


FIGURA 10.2-5 – INVILUPPO QUASI PERMANENTE MOMENTO FLETTENTE

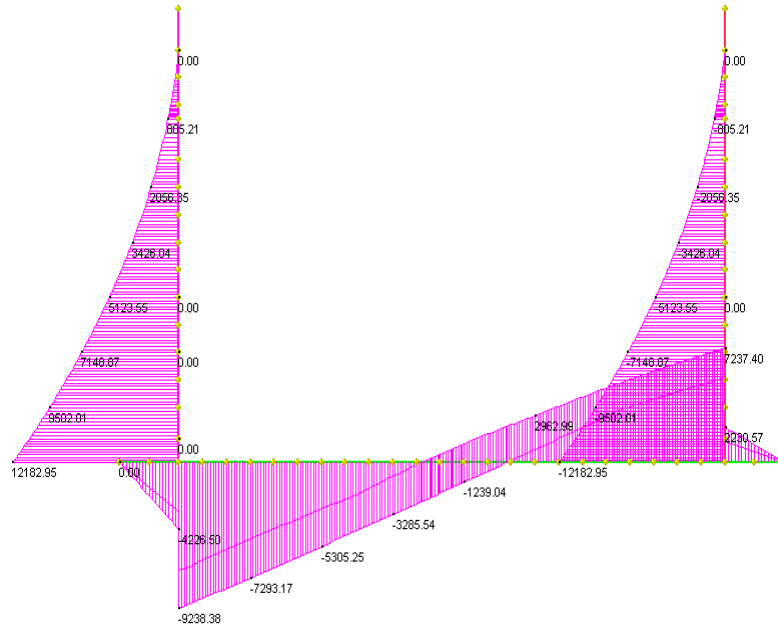


FIGURA 10.2-6 - INVILUPPO TAGLIO SLU

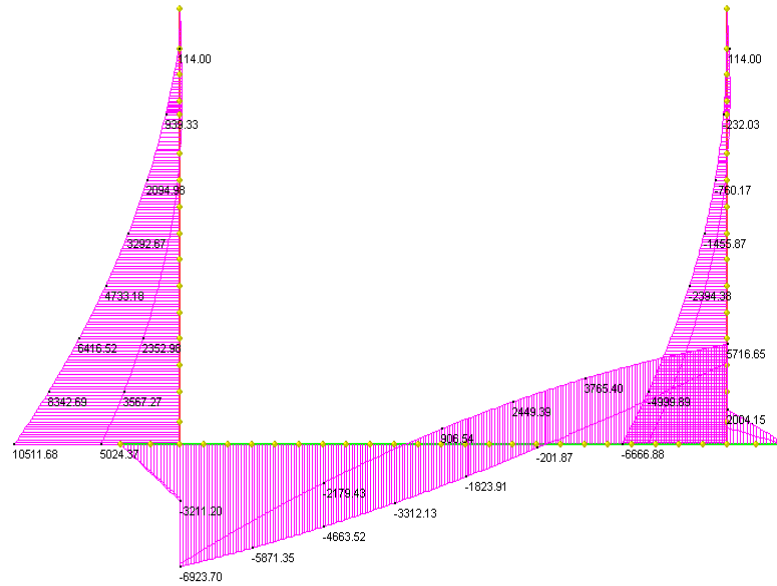


FIGURA 10.2-7 - INVILUPPO TAGLIO SLV

10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

10.4. nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;

- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

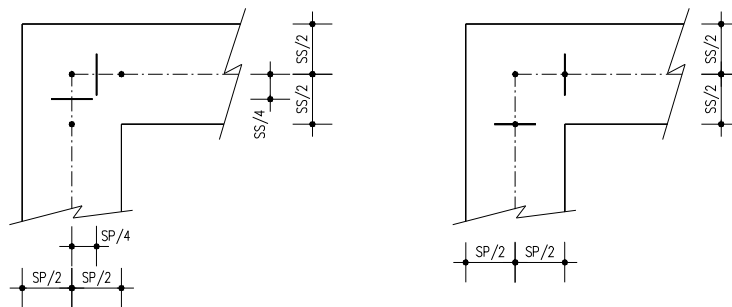


FIGURA 10.4-1 – SEZIONI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è 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'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- 1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

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

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

10.4.1. Flessione

10.4.1.1 Piedritti

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

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$C_{op \text{ min}} = 35 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ int}} = \phi 14/20$$

$$A_{s \text{ est}} = \phi 14/10$$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Esterno

$$M = 117.28 \text{ kNm}$$

$$N = -47.46 \text{ kN}$$

$$c.s. = 2.64$$

$M = 108.53 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$c.s. = 2.83$

Verifiche combinazione RARA:

Esterno

$M = 86.96 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 106.9 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Esterno

$M = 86.96 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 106.9 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Esterno

$M = 50.51 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 55.5 \text{ Mpa}$

Non fessurata

10.4.1.2 Soletta inferiore

B = 100 cm

H = 60 cm

Cop = 40 mm

Nodo

As inf = $\phi 14/10$

As sup = $\phi 14/20$

Campata

As inf = $\phi 14/10$

As sup = $\phi 14/20$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C25/30

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Nodo

M = 120.43 kNm

N = -121.82 kN

c.s. = 2.71

M = 104.51 kNm

N = -95.64 kN

c.s. = 3.06

Campata

$M = 95.12 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$c.s. = 1.59$

$M = 26.10 \text{ kNm}$

$N = -56.73 \text{ kN}$

$c.s. = 6.38$

Verifiche combinazione RARA:

Nodo

$M = 86.96 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.4 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 103.3 \text{ Mpa}$

Campata

$M = 70.46 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 181.4 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Nodo

$M = 86.96 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.4 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 103.3 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Campata

$M = 70.46 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 181.4 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Nodo

$M = 50.51 \text{ kNm}$

$N = -35.15 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.4 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 55.5 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Campata

$M = 70.46 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$\sigma_c = 2.5 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 181.4 \text{ Mpa}$

Non fessurata

10.4.2. Taglio

10.4.2.1 Piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 32/40		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	32	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	40	[N/mm ²]	fck0.83*Rck
coefficiente	γ c	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	18.13	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/γ c

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γ s	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fvd=fyk/γ s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	60	[cm]	
copriferro	c	3.5	[cm]	
altezza utile	d	55.8	[cm]	d=h-c-φ /2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro 1	φ 1	14	[mm]	
area di una barra	As1,i	1.54	[cm ²]	
area totale	As1	15.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro 2	φ 2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	15.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.599		k=1+(200/d)^(1/2)
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0.003	< 0.02	ρ 1=As/(b_w*d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	5580	[cm ²]	Ac=b_w*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ cp	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd σ cp=Np/Ac
	v min	0.400	[N/mm ²]	v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

V Rd	221.3	[kN]
V' Rd	223.3	[kN]
V Sd	109.7	[kN]

errato: V Rd < V' Rd

ok: Vrd > Vsd

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	φ w	12	[mm]	
passo	sw	40	[cm]	
numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]	
area totale	Asw	2.83	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$$V R_{sd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	240.4	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V R_{cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1971.6	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente
 taglio resistente

V Sd	109.7	[kN]
V Rd	240.4	[kN]

Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza armare. Si posizionano spilli φ12/ (40x40)

10.4.2.2 Soletta inferiore

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 25/30	
resistenza caratteristica cilindrica	fck	25	[N/mm ²]
resistenza caratteristica cubica	Rck	30	[N/mm ²]
coefficiente	γ_c	1.50	
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	14.17	[N/mm ²]
			fcd=0.85*fck/ γ_c

acciaio

tipo		B 450 C	
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]
coefficiente	γ_s	1.15	
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]
			fyd=fyk/ γ_s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	60	[cm]	
copriferro	c	3.5	[cm]	
altezza utile	d	55.8	[cm]	d=h-c- ϕ /2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro	ϕ 1	14	[mm]	
area di una barra	As1,i	1.54	[cm ²]	
area totale	As1	15.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro	ϕ 2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	15.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

coefficiente	k	1.599		
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0.003	< 0.02	k=1+(200/d) ^{1/2} ρ 1=As/(b ^w *d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	5580	[cm ²]	Ac=b ^w *d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd $\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0.354	[N/mm ²]	v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	203.8	[kN]
V' Rd	197.4	[kN]
V Sd	86.0	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

ok: Vrd > Vsd

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

staffe	diametro	ϕ w	12	[mm]
	passo	sw	40	[cm]
	numero bracci	nb	2.5	
	area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
	area totale	Asw	2.83	[cm ²]
				Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad
				ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot t_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$

V Rsd	240.4	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.08	[N/mm ²]
			f'cd=0.5*fcd

V Rcd	1540.3	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente
 taglio resistente

V Sd	86.0	[kN]
V Rd	240.4	[kN]

Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza armare. Si posizionano spilli ϕ 12/ (40x40)

11. MURI AD "U" – VASCA DI RACCOLTA DELLE ACQUE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:

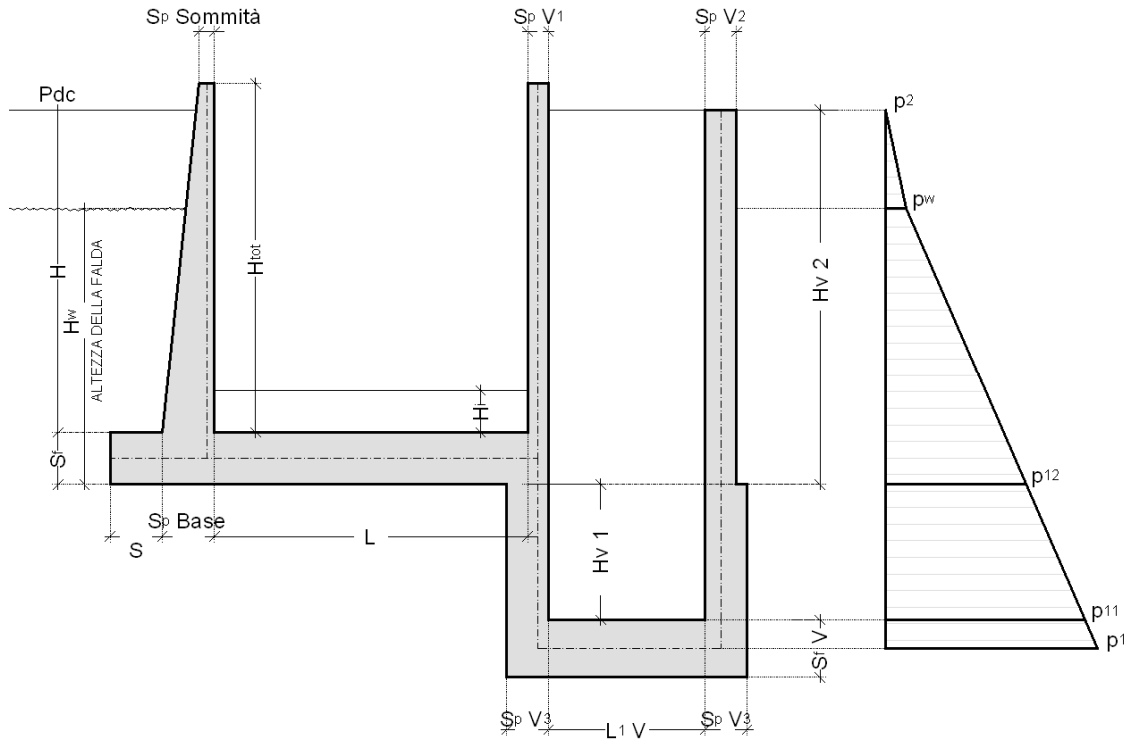


FIGURA 11-1– SEZIONE TIPOLOGICA

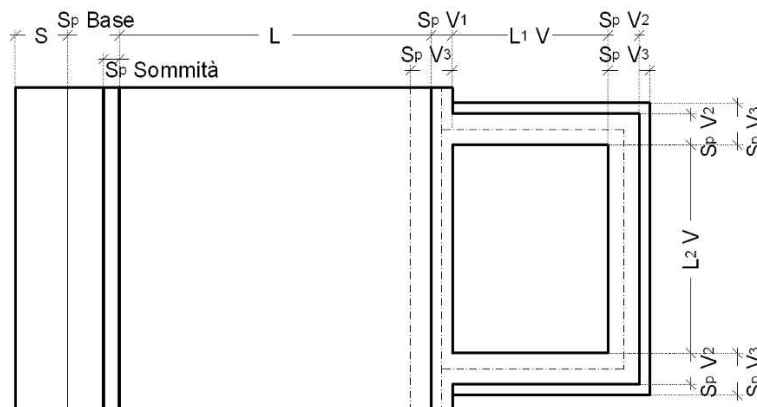


FIGURA 11-2– PIANTA TIPOLOGICA

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	4.00	m
H Tot	=	4.00	m
H	=	3.70	m

Sp V1	=	0.40	m
Sp V2	=	0.60	m
Sp V3	=	0.60	m

S_p Sommità	=	0.30	m
S_p Base	=	0.80	m
S	=	1.10	m
S_f	=	0.70	m
H_i	=	0.85	m
Falda		si	
H_w	=	4.30	m
rispetto ad intradosso soletta			

$H V_1$	=	2.95	m
$H V_2$	=	7.65	m
$S_f V$	=	1.10	m
$L_1 V$	=	4.20	m
$L_2 V$	=	4.80	m

TABELLA 11-1- DIMENSIONI GEOMETRICHE (SEZIONE IN RETTO)

11.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus 7.2.4.4) schematizzando i vari setti con elementi "beam".

11.1.1. Modellazione adottata

La struttura è stata verificata considerando una sezione orizzontale del complesso Muro+Vasca all'estradosso della fondazione della vasca. Ne deriva uno schema a Telaio incastrato alla base avente le seguenti dimensioni

$$H \text{ piedritti} = L1V + \frac{1}{2} * SpV1 + \frac{1}{2} * SpV2$$

$$L \text{ trasverso} = L2V + SpV3$$

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. La mesh è composta da 70 beam elements e da 70 nodi (Figura 11.1-1, Figura 11.1-2).

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

Alla base dei piedritti sono stati inseriti vincoli tipo Incastro

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times SpV_3$ cm per la soletta superiore

-una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times SpV_3$ cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo per classe di resistenza C28/35.

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

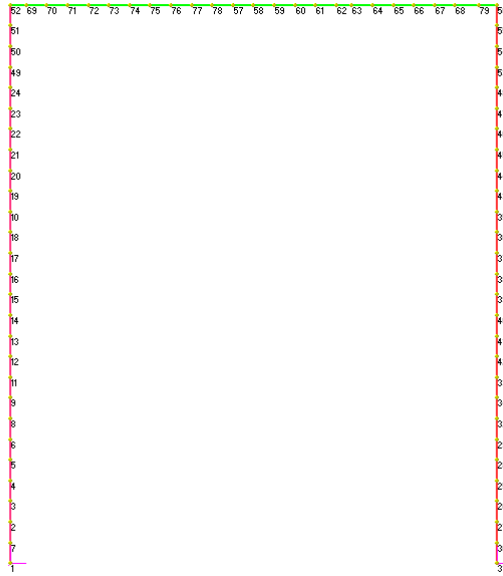


FIGURA 11.1-1 -NUMERAZIONE DEI NODI

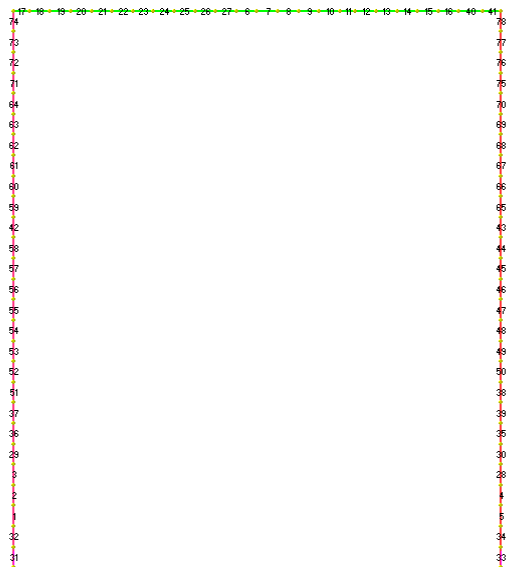


FIGURA 11.1-2 - NUMERAZIONE DELLE ASTE

11.2. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Per semplicità vengono prese in considerazione solo le 6 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 6) effettivamente influenti

I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk (spinta a riposo piedritto dx)
3	Gk	CDC=Gk (spinta attiva piedritto dx)
4	Qk	CDC=Qk (Accidentale 20kPa su piedritto dx)
5	Qk	CDC=Qk (sovraspinta sismica)
6	Qk	CDC=Qk (Sisma verticale)
7	Gk	CDC=Gk (spinta dovuta alla falda)

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

11.2.1. Carichi elementari applicati:

Peso proprio (CDC1)

Vista l'analisi nel piano orizzontale non ha influenza

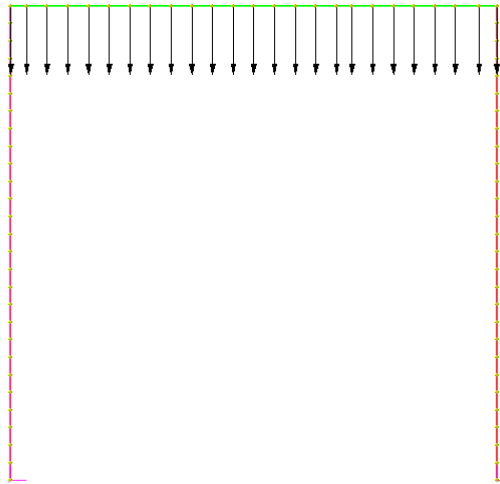


FIGURA 11.2-1 - SPINTA A RIPOSO DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO (CDC 2)

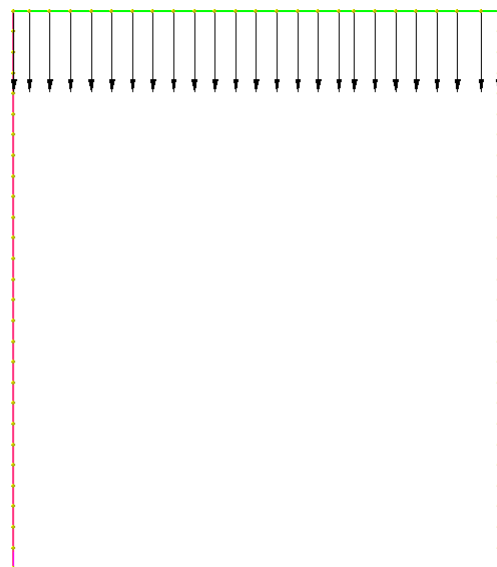


FIGURA 11.2-2 - SPINTA ATTIVA DELLE TERRE SUL PIEDRITTO DESTRO (CDC 3)

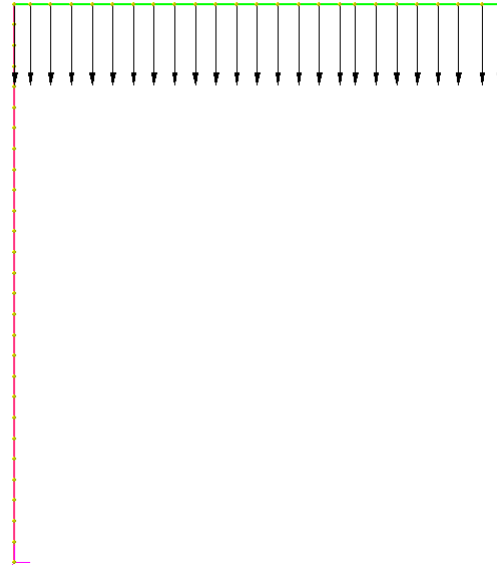


FIGURA 11.2-3 – SPINTA DEL CARICO STRADALE 20 kN/mq (CDC 4)

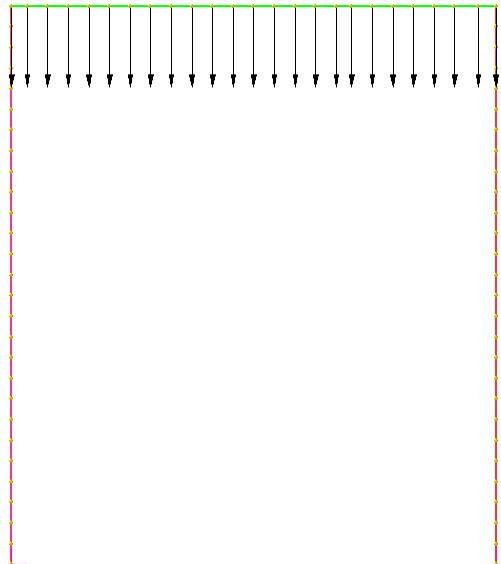


FIGURA 11.2-4 – SOVRAPINTA SISMICA (CDC 5)

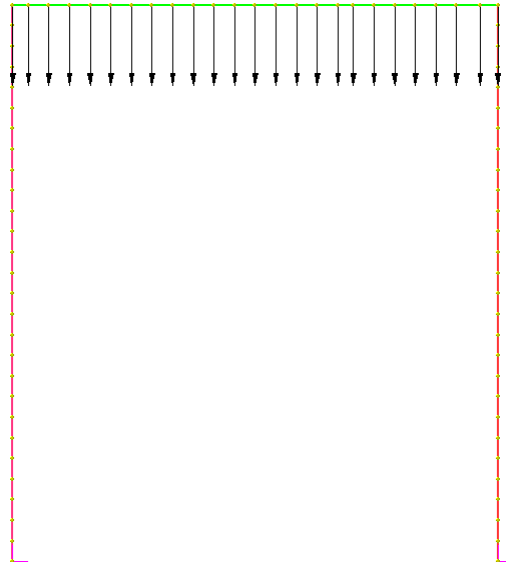


FIGURA 11.2-5 – SPINTA INERZIALE SISMICA (CDC 6)

11.2.2. Peso proprio e carichi permanenti portati

Piedritti

peso proprio	0.60	*	25.00	=	15.00	kN/m ²
--------------	------	---	-------	---	-------	-------------------

Soletta Superiore

peso proprio	0.60	*	25.00	=	15.00	kN/m ²
--------------	------	---	-------	---	-------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1.

11.2.3. Spinta delle terre

A favore di sicurezza sulla struttura viene applicata la spinta del terreno presente alla quota media dell'ultimo metro dello spessore verticale della parete.

Di seguito si riporta l'andamento delle pressioni sulla parete verticale della vasca

Il rinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma_t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

1) In presenza di falda esterna al muro:

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$p = 18.5 \times 7.05 \times 0.609 = 36.5 \text{ kN/m}$$

a tale spinta va aggiunta quella della falda pari a (CDC7)

$$p_{\text{falda}} = 10 \times 7.05 \times 1.0 = 70.5 \text{ kN/m}$$

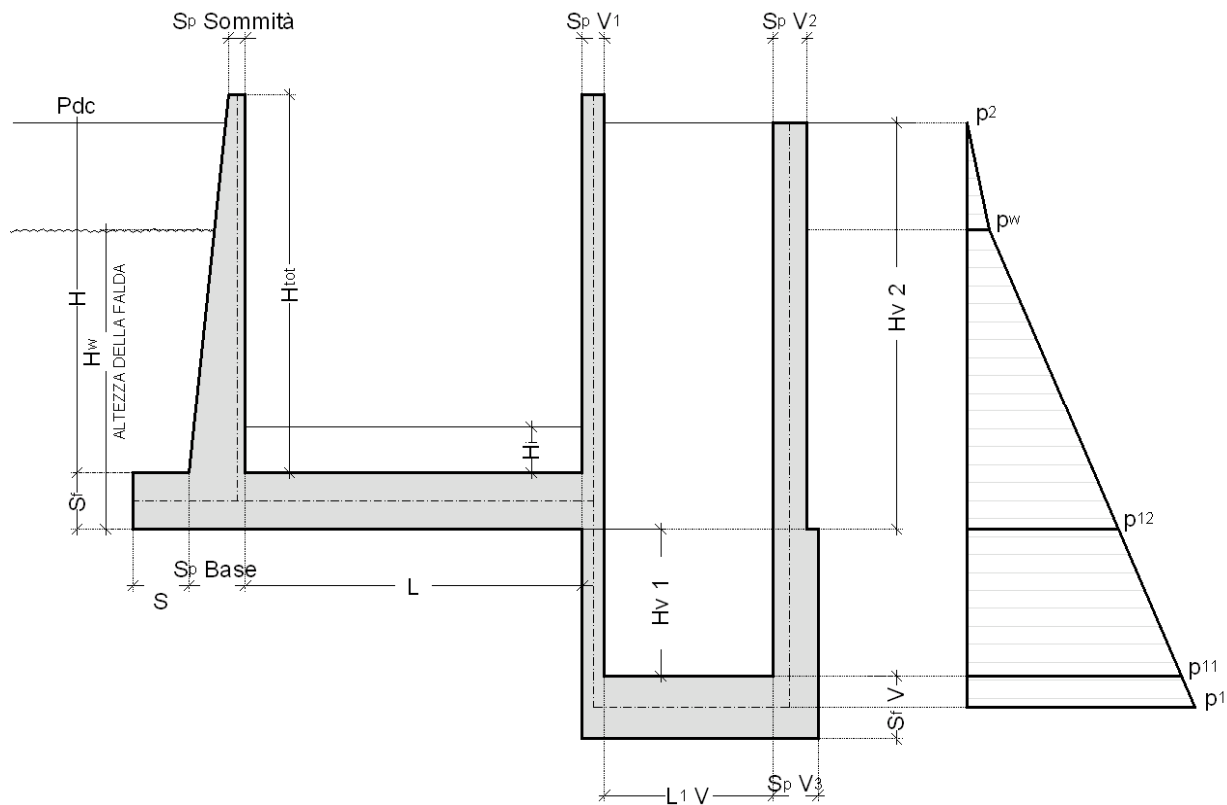


FIGURA 11.2-6 – SPINTA DELLE TERRE

11.2.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

CDC 4: spinta generata dal sovraccarico da 20kN/m² sul rilevato

Si considera, ai fini del calcolo della spinta, un carico q_{acc} sul terrapieno pari a 20 kN/m².

Tale carico genera spinte pari a:

$$p = k_0 \times q_{acc} = 0.609 \times 20 = 12.19 \text{ kN/m}$$

(spinta a riposo, CDC 4, piedritto sinistro)

11.2.5. Azione sismica orizzontale

(CDC elementari 5-6)

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Sul traverso della struttura a telaio è stato applicato un carico distribuito equivalente all'azione sismica del terreno laterale con altezza di riferimento pari alla quota di appoggio della fondazione della vasca (HV1+HV2+SfV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.214 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.107$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si farà riferimento alla (4-6) e (4-7) e si adotterà il seguente procedimento:

- 5) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
- 6) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

- 7) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- 8) Si assume che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

Ne deriva un carico di intensità pari a:

$$q = (218.12 - 201.36) / 7.05 = 44.93 \text{ kN/m (CDC 5)}$$

Per quanto riguarda la forza inerziale in condizioni sismiche si

$$q = 0.107 \times 0.6 \times 25 = 1.605 \text{ kN/m}$$

$$q = 0.107 \times 0.4 \times 25 = 1.07 \text{ kN/m}$$

11.3. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

11.3.1. Combinazioni per lo STATO LIMITE ULTIMO

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{\varepsilon 2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{\varepsilon 3} \psi_{0 \varepsilon 3} T \text{ (carico da traffico veicolare } Q_{k1} \text{ principale)}$$

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{\varepsilon 2} R + \gamma_{\varepsilon 3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1} \text{ (azioni termiche } T \text{ principali)}$$

CASES	1	2	3
	SLU1	SLU2	SLU3
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
2: Spinta terreno K0 M1 [Freedom Case 1]	1.01	1.35	1.35
3: Spinta terreno Ka M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
4: q stradale 20 K0 [Freedom Case 1]	1.35	0.00	1.01
5: Sovrappinta sismica teta 1 M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
6: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00	0.00
7: Falda [Freedom Case 1]	1.01	1.35	1.35

11.3.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0\varepsilon 3} T \text{ (carico da traffico veicolare } Q_{k1} \text{ principale)}$$

$$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1} \text{ (azioni termiche } T \text{ principali)}$$

CASES	7	8
	RARA1	RARA2
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	0.00	0.00
2: Spinta terreno K0 M1 [Freedom Case 1]	1.00	1.00
3: Spinta terreno Ka M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
4: q stradale 20 K0 [Freedom Case 1]	0.00	0.75
5: Sovrappinta sismica teta 1 M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
6: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00
7: Falda [Freedom Case 1]	1.00	1.00

11.3.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T \quad (\text{carico da traffico veicolare } Q_{k1} \text{ principale})$$

CASES	5	6
	FREQUENTE 1	FREQUENTE2
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	0.00	0.00
2: Spinta terreno K0 M1 [Freedom Case 1]	1.00	1.00
3: Spinta terreno Ka M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
4: q stradale 20 K0 [Freedom Case 1]	0.00	0.75
5: Sovrappinta sismica teta 1 M1 [Freedom Case 1]	0.00	0.00
6: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00	0.00
7: Falda [Freedom Case 1]	1.00	1.00

11.3.4. combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$$

CASES	4
	QUASI PERM
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	0.00
2: Spinta terreno K0 M1 [Freedom Case 1]	1.00
3: Spinta terreno Ka M1 [Freedom Case 1]	0.00
4: q stradale 20 K0 [Freedom Case 1]	0.00
5: Sovrappinta sismica teta 1 M1 [Freedom Case 1]	0.00
6: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	0.00
7: Falda [Freedom Case 1]	1.00

11.3.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_V + (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%})$$

$$E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_V - (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%})$$

$$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V + (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%})$$

$E4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V$ - (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$

CASES	9
	SLV1
1: Peso proprio [Freedom Case 1]	0.00
2: Spinta terreno K0 M1 [Freedom Case 1]	1.00
3: Spinta terreno Ka M1 [Freedom Case 1]	0.00
4: q stradale 20 K0 [Freedom Case 1]	0.00
5: Sovrappinta sismica teta 1 M1 [Freedom Case 1]	1.00
6: Inerzia sismica orizzontale [Freedom Case 1]	1.00
7: Falda [Freedom Case 1]	1.00

11.4. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

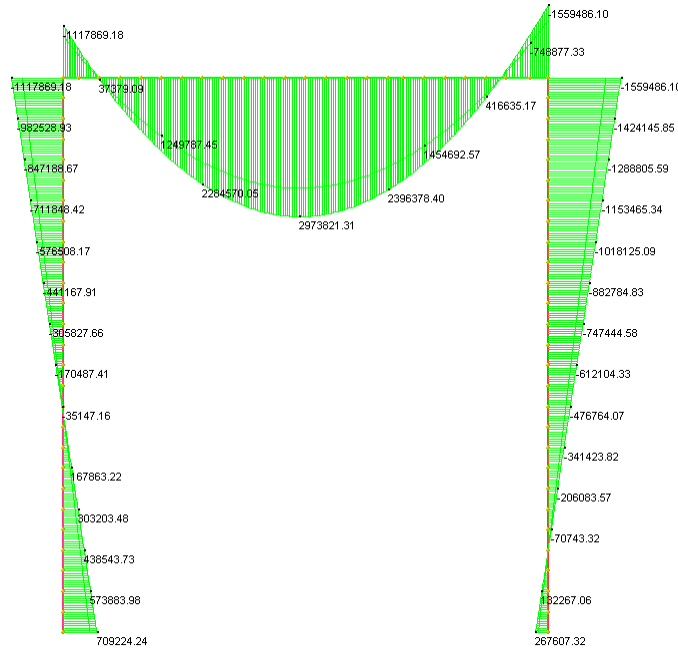


FIGURA 11.4-1 - INVILUPPO SLU MOMENTO FLETTENTE

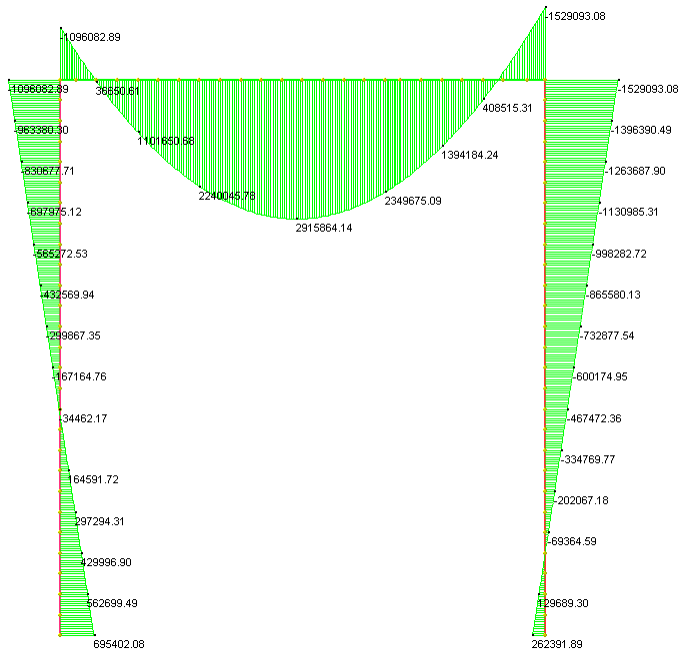


FIGURA 11.4-2 - INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE SLV

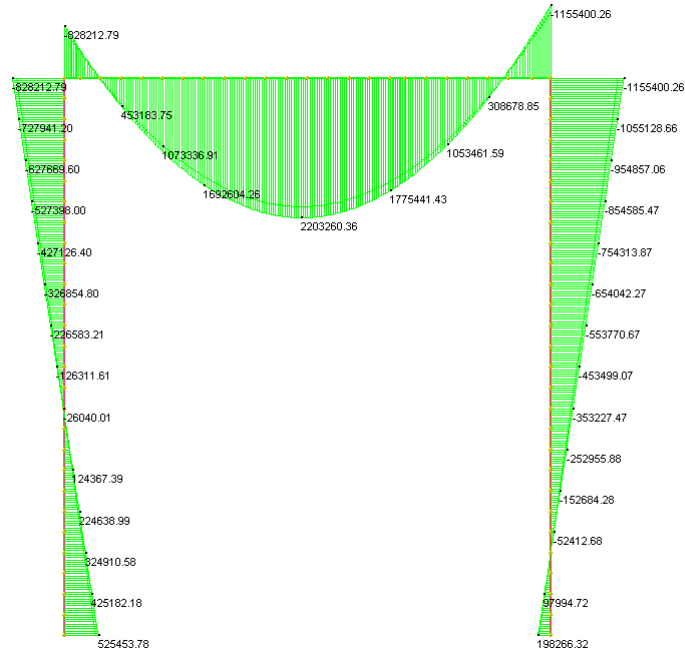


FIGURA 11.4-3 - INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE CONDIZIONE RARA



Figura 11.4-4 – Inviluppo taglio SLU

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

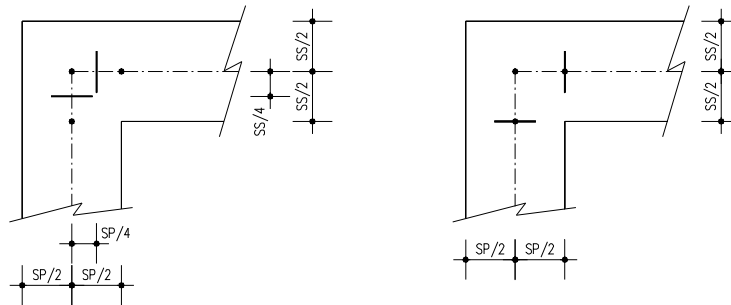


FIGURA 11.4-5 – SEZIONI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è 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'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

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

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

11.4.1. Flessione

11.4.1.1 Soletta superiore

B = 100 cm

H = 60 cm

Cop min = 40 mm

As int = $\phi 24/10$

As est = $\phi 20/10$

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente molto aggressivo aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

Campata

M = 297.10 kNm

N = -33.83 kN

c.s. = 2.84

M = 291.59 kNm

N = -33.17 kN

c.s. = 2.87

Nodo

M = 94.26 kNm

N = -33.83 kN

c.s. = 6.32

Verifiche combinazione RARA:

Campata

M = 220.33 kNm

N = -25.06 kN

$\sigma_c = 3.7$ Mpa

$\sigma_s = 100.0$ Mpa

Nodo

M = 64.32 kNm

N = -23.08 kN

$\sigma_c = 1.1$ Mpa

$\sigma_s = 38.6$ Mpa

Verifiche combinazione FREQUENTE:

Campata

M = 220.33 kNm

N = -25.06 kN

$\sigma_c = 3.7$ Mpa

$\sigma_s = 100.0$ Mpa

Wk = 0.19

Nodo

$M = 64.32 \text{ kNm}$

$N = -23.08 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.1 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 38.6 \text{ Mpa}$

Non fessurata

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Campata

$M = 220.33 \text{ kNm}$

$N = -25.06 \text{ kN}$

$\sigma_c = 3.7 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 100.0 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.19$

Nodo

$M = 64.32 \text{ kNm}$

$N = -23.08 \text{ kN}$

$\sigma_c = 1.1 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 38.6 \text{ Mpa}$

Non fessurata

11.4.1.2 Piedritto

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 40 \text{ cm}$

$Cop = 40 \text{ mm}$

Nodo

As int = $\phi 16/10$

As est = $\phi 16/10$

Essendo l'armatura simmetrica si valutano le sollecitazioni massime

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente molto aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

Verifiche SLU/SLV:

M = 111.78 kNm

N = -357.38 kN

c.s. = 2.58

M = 109.60 kNm

N = -350.41 kN

c.s. = 2.62

Verifiche combinazione RARA:

M = 82.82 kNm

N = -264.78 kN

$\sigma_c = 4.3$ Mpa

$\sigma_s = 76.4$ Mpa

Verifiche combinazione FREQUENTE:

M = 82.82 kNm



$N = -264.78 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.3 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 76.4 \text{ Mpa}$

$W_k = 0.12$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

$M = 76.28 \text{ kNm}$

$N = -243.86 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 70.4 \text{ Mpa}$

Non fessurata

11.4.2. Taglio

11.4.2.1 Soletta

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15.87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/ γ_c

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γ_s	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fyd=fyk/ γ_s

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	60	[cm]	
copriferro	c	4	[cm]	
altezza utile	d	55	[cm]	d=h-c- $\phi/2$

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro 1	$\phi 1$	20	[mm]	
area di una barra	As1,i	3.14	[cm ²]	
area totale	As1	31.40	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro 2	$\phi 2$?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	31.40	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.603		k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0.006	< 0.02	$\rho 1 = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	5500	[cm ²]	Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0.376	[N/mm ²]	v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

V Rd	266.5	[kN]
V' Rd	206.7	[kN]
V Sd	350.0	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	ϕw	14	[mm]	
passo	sw	33	[cm]	
numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	3.85	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$$V R_{sd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe	V Rsd	391.4	[kN]
------------------------------	-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V R_{cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.93	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1700.4	[kN]
-------------------------------------	-------	--------	------

taglio agente	V Sd	350.0	[kN]
taglio resistente	V Rd	391.4	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

La verifica a taglio risulta soddisfatta posizionando spilli $\phi 14/ (33 \times 40)$

11.4.2.2 Piedritto

verifica a taglio

- caratteristiche meccaniche

calcestruzzo

classe		C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck/0.83*Rck
coefficiente	γc	1.50		
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15.87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/γc

acciaio

tipo		B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
coefficiente	γs	1.15		
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]	fyd=fyk/γs

- caratteristiche geometriche

calcestruzzo

larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
altezza della sezione	h	40	[cm]	
copriferro	c	4	[cm]	
altezza utile	d	35.2	[cm]	d=h-c-φ/2

acciaio

numero barre	n1	10		
diametro	φ1	16	[mm]	
area di una barra	As1,i	2.01	[cm ²]	
area totale	As1	20.10	[cm ²]	As1=n1*As1,i
numero barre	n2	0		
diametro	φ2	?	[mm]	
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]	
area totale	As2	0.00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	20.10	[cm ²]	As=As1+As2

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

coefficiente	k	1.754		
rapporto geometrico d'armatura	ρ1	0.006	< 0.02	k=1+(200/d)^(1/2) ρ1=As/(b_w*d)
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
area calcestruzzo	Ac	3520	[cm ²]	Ac=b_w*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σcp	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd σcp=Np/Ac
	v min	0.430	[N/mm ²]	v min=0.035*k^(3/2)*fck^(1/2)

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$
 $(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	186.6	[kN]
V' Rd	151.4	[kN]
V Sd	34.0	[kN]

ok: V Rd > V' Rd

ok: Vrd > Vsd

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diametro	φw	14	[mm]	
passo	sw	33	[cm]	
numero bracci	nb	2.5		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	3.85	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i

inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad

ok: 1.0 < cotg t < 2.5

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot t_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$
 taglio resistente con staffe

V Rsd	250.5	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$

coefficiente maggiorativo	αc	1.00		
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7.93	[N/mm ²]	f'cd=0.5*fcd

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1088.3	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente
 taglio resistente

V Sd	34.0	[kN]
V Rd	250.5	[kN]

Vrd=min(Vrzd;Vrsd)

ok: Vrd > Vsd

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza armare. Si posizionano spilli φ10/ (40x40)

12. VERIFICHE GEOTECNICHE

12.1. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Considerando il tipo di struttura, ai fini della verifica della portanza del terreno stesso, non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare quali frenatura o sisma.

Al proposito si fa notare che dette spinte (o azioni) sono state applicate sul telaio piano schematizzante la canna scatolare senza considerare in alcun modo l'effetto di contenimento laterale esercitato dal terreno di rinfianco al fine di massimizzare gli effetti flessionali agenti sui piedritti (e sulle solette) del tombino.

Pertanto nel seguito le pressioni agenti sul terreno di fondazione vengono calcolate in presenza dei soli carichi verticali:

- peso proprio sezione scatolare
- peso terreno di ricoprimento e pavimentazione stradale
- carichi accidentali da traffico
- peso ricoprimento interno allo scatolare senza tenere in conto la presenza di azioni orizzontali.
- Carichi accidentali da traffico sulla soletta inferiore

Ai fini della combinazione dei carichi verranno utilizzati i seguenti coefficienti di norma:

A1-STR: $1.35 (G_1 + G_2 + G_3) + 1.35 Q$

A2-GEO: $G_1 + G_2 + G_3 + 1.15 Q$

Fra i carichi accidentali elencati:

- Carico mobile veicolare sulla soletta superiore, posizione per massimo momento in mezzera soletta superiore
- Carico mobile veicolare sulla soletta superiore, posizione per massimo taglio all'attacco del piedritto dx
- Sovraccarico uniforme da 20kPa sulle soletta superiore

verrà considerato di volta in volta il carico più sfavorevole ai fini della determinazione:

- del massimo carico verticale agente ad intradosso fondazione ;

- della massima pressione di contatto terreno/fondazione.

Nelle tabelle seguenti, si fornisce per entrambi gli scenari di norma elencati e per ognuna delle due "condizioni di verifica" sopra descritte:

- nella prima colonna il carico considerato ;
- nella seconda colonna la reazione verticale (agente su un metro di fondazione) indotta dal carico in esame (N, [kN]);
- nella terza colonna il momento (agente su un metro di fondazione) indotto dal carico in esame (M, [kN.m]);
- nella quarta colonna l'eccentricità della reazione verticale ($e=M/N$, [m]);
- nella quinta colonna il coefficiente di combinazione del carico in esame.

Si riportano quindi nell'ultima riga:

- il carico N_{tot} agente ad intradosso fondazione (ogni metro di canna) nella combinazione in esame ;
- il momento M_{tot} agente ad intradosso fondazione (ogni metro di canna) nella combinazione in esame ;
- l'eccentricità della reazione verticale $e = M_{tot} / N_{tot}$;
- la pressione di contatto terreno/fondazione valutate con la teoria di *Mayerhof* :

$$\sigma_{terr} = N_{tot} / (B_i + 2 \times S_p + 2 \times S_b - 2 \times e) \text{ [kPa]}$$

STR						
	N	M	e		Ncoeff	Mcoeff
PP	339.5		0	1.35	458.325	0
P RIC	102.62		0	1.35	138.537	0
Q max soletta	250.16		0	1.35	337.716	0
Q max taglio	250.16	125	0.49968	1.35	337.716	168.75
20 kPa	104		0	1.35	140.4	0

caso 1		caso 2		caso 3	
934.578	0	934.578	168.75	737.262	0

B	N	M	e	sigma
5.6	934.578	0	0	166.8889
5.6	934.578	168.75	0.180563	178.3929
5.6	737.262	0	0	131.6539

GEO						
	N	M	e		Ncoeff	Mcoeff
PP	339.5		0	1	339.5	0
P RIC	102.62		0	1	102.62	0
Q max soletta	250.16		0	1.15	287.684	0
Q max taglio	250.16	125	0.49968	1.15	287.684	143.75
20 kPa	104		0	1.15	119.6	0

caso 1		caso 2		caso 3	
729.804	0	729.804	143.75	561.72	0

B	N	M	e	sigma
5.6	729.804	0	0	130.3221
5.6	729.804	143.75	0.196971	140.1836
5.6	561.72	0	0	100.3071

12.2. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO SCATOLARE

La verifica viene eseguita in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione:

combinazione 2 → (A2+M2) → GEO (galleggiamento)

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γF	(A2) STR
Permanente	favorevole	$\gamma G1$	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma G2$	0.0
	sfavorevole		1.1

TABELLA 12.2-1- COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γM	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	$\gamma \phi'$	1.25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma c'$	1.25
Resistenza non drenata	$c'uk$	γc_u	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma \gamma$	1

TABELLA 12.2-2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO

Si considera il carico dello scatolare compresi gli sbalzi, del terreno gravante sugli stessi e di un quota parte del ricoprimento complessivo massimo (si assume il minore tra quello superiore e quello inferiore, a favore di sicurezza si suppone che uno dei 2 non sia presente).

Si analizza sia il caso in cui si trascura l'effetto stabilizzante del magrone assumendo un battente inferiore sia il caso in cui si considera il magrone con un battente maggiore.

GALLEGGIAMENTO		
Hi altezza interna	5.1	25
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0.6	
Piedritti	0.6	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24
Terreno su sbalzi		18.5
Ricoprimento sup	0.87	22
Ricoprimento inf	1.1	22
H1 struttura	6.4	10
H2 struttura e magrone	6.45	10
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	329	296
Magrone	6.72	6
Terreno sbalzi	42.18	38
Ricoprimento sup	107.184	96
Ricoprimento inf	96.8	
		437
		1.1
PwH1	332.8	
PwH2	335.4	369
		369

Dato il livello di falda di progetto, la spinta di galleggiamento amplificata per 1.1 risulta pari a 369 kN quella dovuta ai pesi propri e permanenti verso il basso ridotta con coefficiente 0.9 è pari 437 kN.

La verifica pertanto è soddisfatta.

12.3. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO MURI A U

Analogamente a quanto fatto per il sottovia si riportano di seguito le analisi relative ai muri a U.

Si considera il carico dei muri e della soletta compresi gli sbalzi, del terreno gravante sugli stessi e del ricoprimento presente sulla soletta.

Si analizza sia il caso in cui si trascura l'effetto stabilizzante del magrone assumendo un battente inferiore sia il caso in cui si considera il magrone con un battente maggiore.

Si considerano come visto nel paragrafo precedente il caso di "esercizio" con la falda -0.5m sotto il P.C., il caso di "costruzione" con la falda -1.5m sotto il P.C., ed il caso "eccezionale" con la falda in corrispondenza della testa del muro (in quest'ultimo caso non si adottano i coefficienti 1,1 per la falda e 0,9 per il carico stabilizzante essendo una situazione limite).

MURI AD U FINALE		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	3.9	10.00
H2 struttura e magrone	3.95	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	202	181.35
Magrone	6.96	6.26
Terreno sbalzi	53	47.44
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	39.60
		275
		1.1
PwH1	226	
PwH2	229	252

MURI AD U CANTIERE		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0	22.00
H1 struttura	2.9	10.00
H2 struttura e magrone	2.95	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	202	181.35
Magrone	6.96	6.26
Terreno sbalzi	53	47.44
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	0	0.00
		235
		1.1
PwH1	168	
PwH2	171	188

MURI AD U ECCEZIONALI		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	4.7	10.00
H2 struttura e magrone	4.75	10.00
KN	NOMINALI	
		1
Peso proprio	202	201.50
Magrone	6.96	6.96
Terreno sbalzi	53	52.71
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	44.00
		305
		1
PwH1	273	
PwH2	276	276
		276



MURI AD U FINALE		
Hmuro	3.5	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.2	
S sup	0.3	
Sinf	0.65	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	3.4	10.00
H2 struttura e magrone	3.45	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	183	164.59
Magrone	6.84	6.16
Terreno sbalzi	43	38.36
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	39.60
		249
		1.1
PwH1	194	
PwH2	197	216
		216

MURI AD U CANTIERE		
Hmuro	3.5	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.2	
S sup	0.3	
Sinf	0.65	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0	22.00
H1 struttura	2.4	10.00
H2 struttura e magrone	2.45	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	183	164.59
Magrone	6.84	6.16
Terreno sbalzi	43	38.36
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	0	0.00
		209
		1.1
PwH1	137	
PwH2	140	154
		154

MURI AD U ECCEZZIONALI		
Hmuro	3.5	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.2	
S sup	0.3	
Sinf	0.65	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.7	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	4.2	10.00
H2 struttura e magrone	4.25	10.00
KN	NOMINALI	
		1
Peso proprio	183	182.88
Magrone	6.84	6.84
Terreno sbalzi	43	42.62
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	44.00
		276
		1
PwH1	239	
PwH2	242	242
		242

MURI AD U FINALE		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.6	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	3.8	10.00
H2 struttura e magrone	3.85	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	187	168.30
Magrone	6.96	6.26
Terreno sbalzi	53	47.44
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	39.60
		262
		1.1
PwH1	220	
PwH2	223	246
		246

MURI AD U CANTIERE		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.6	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0	22.00
H1 struttura	2.8	10.00
H2 struttura e magrone	2.85	10.00
KN	NOMINALI	
		0.9
Peso proprio	187	168.30
Magrone	6.96	6.26
Terreno sbalzi	53	47.44
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	0	0.00
		222
		1.1
PwH1	162	
PwH2	165	182
		182

MURI AD U ECCEZZIONALI		
Hmuro	4	25.00
Delta terreno	0.3	
H terreno	3.7	
S sup	0.3	
Sinf	0.7	
Bi larghezza interna	4	
Soletta superiore	0	
Soletta inferiore	0.6	
Sbalzi sol inferiore	0.2	
Magrone	0.05	24.00
Terreno su sbalzi		18.50
Ricoprimento sup	0	22.00
Ricoprimento inf	0.5	22.00
H1 struttura	4.6	10.00
H2 struttura e magrone	4.65	10.00
KN	NOMINALI	
		1
Peso proprio	187	187.00
Magrone	6.96	6.96
Terreno sbalzi	53	52.71
Ricoprimento sup	0	
Ricoprimento inf (60%)	44	44.00
		291
		1
PwH1	267	
PwH2	270	270
		270