



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

CODICE C.U.P. E81B0800060009

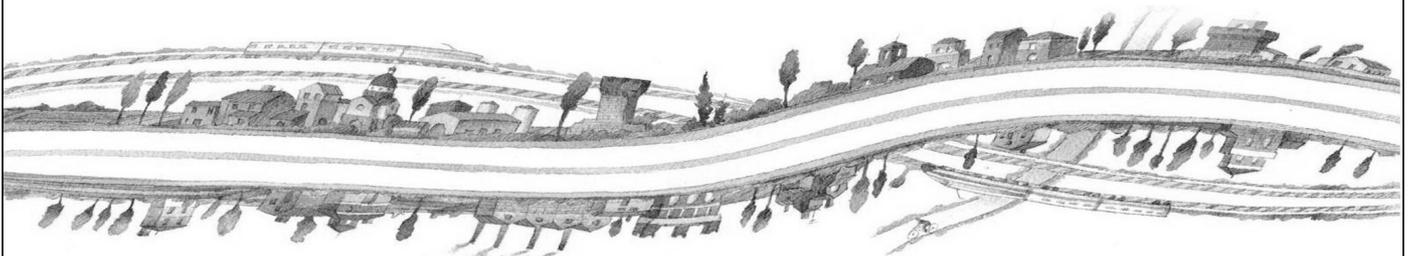
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI

SOTTOVIA SVINCOLO E INTERCONNESSIONE

SST03-SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI REGGIOLO ROLO-PROLUNGAMENTO SOTTOPASSO SP43 MOGLIA
SOTTOVIA - RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

PIACENTINI INGEGNERI S.r.l.
Ing. Luca Piacentini
Albo Ing. Bologna n° 4152



**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	Ranalli	Piacentini	Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
3114	PD	0	S01	SST03	0	OM	RC	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA: -

INDICE

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	8
4. INCIDENZE	10
5. PROGRAMMI DI CALCOLO	11
5.1. PARATIE	11
5.2. SIGMAC.....	11
6. CRITERI DI CALCOLO	13
6.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	13
6.1.1. Spinte attive in condizioni statiche.....	14
6.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche.....	15
6.1.3. Spinte attive in condizioni sismiche	16
6.1.3.1 Rilevato asciutto.....	17
6.1.3.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	17
6.1.3.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	17
6.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso	19
6.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche.....	19
6.1.4. Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi.....	20
6.2. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	22
6.3. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	27
6.3.1. Azioni variabili da traffico stradale	27
6.3.2. Frenatura.....	28
6.3.3. Combinazioni per la verifica allo SLU	28
6.3.4. Combinazioni per la verifica allo SLE	32
6.3.5. Combinazioni per la condizione sismica.....	33
7. PARAMETRI GEOTECNICI	34
8. IMPALCATO DA PONTE	35
8.1. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO.....	35
8.2. GEOMETRIA DELL'IMPALCATO	37
8.3. TRAVE PREFABBRICATA.....	38
8.4. ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE	39

8.5.	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	39
8.5.1.	Parametri di massonet.....	39
8.5.2.	Coefficienti di ripartizione	40
8.6.	ANALISI DEI CARICHI	41
8.6.1.	Valori caratteristici delle azioni permanenti : Fase 1	41
8.6.2.	Valori caratteristici delle azioni permanenti : Fase 2	41
8.6.2.1	<i>Pavimentazione.....</i>	41
8.6.2.2	<i>Peso cordoli.....</i>	41
8.6.2.3	<i>Lineari di seconda fase sull'impalcatoi.....</i>	42
8.6.3.	Valori caratteristici delle azioni variabili	42
8.7.	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	43
8.7.1.	Stati Limite Ultimi.....	43
8.7.2.	Stati Limite di Esercizio	43
8.8.	APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONET	44
8.8.1.	Cordoli.....	44
8.8.2.	Carichi lineari per trave.....	44
8.8.3.	Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1	44
8.8.4.	Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale).....	45
8.8.5.	Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale).....	45
8.9.	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1	46
8.9.1.	Valori caratteristici sollecitazioni.....	46
8.9.1.1	<i>Al taglio trefoli.....</i>	46
8.9.1.2	<i>Seconda fase – carichi permanenti.....</i>	46
8.9.1.3	<i>Seconda fase – carichi da traffico.....</i>	48
8.9.2.	Valori di combinazione : SLU	50
8.9.3.	Valori di combinazione : SLE.....	50
8.9.3.1	<i>Al taglio trefoli.....</i>	50
8.9.3.2	<i>Al getto soletta</i>	51
8.9.3.3	<i>Seconda fase - S.L.E. Rara 2^afase</i>	51
8.9.3.4	<i>Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^afase.....</i>	52
8.9.3.5	<i>Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^afase.....</i>	52
8.10.	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA	53
8.10.1.	Combinazioni allo SLU	53
8.11.	TRAVE IN C.A.P. VERIFICHE ALLO S.L.E.	54
8.11.1.	Calcestruzzo delle travi prefabbricate.....	54
8.11.2.	Acciaio per C.A.P.	54
8.11.3.	Procedimento di calcolo	55
8.11.4.	Cadute di tensione nell'acciaio da precompressione.....	56
8.11.4.1	<i>Rilassamento dell'acciaio da precompressione.....</i>	56
8.11.4.2	<i>Ritiro del calcestruzzo</i>	57
8.11.4.3	<i>Viscosità del calcestruzzo</i>	59
8.11.4.4	<i>Valutazione delle perdite complessive di precompressione.....</i>	59

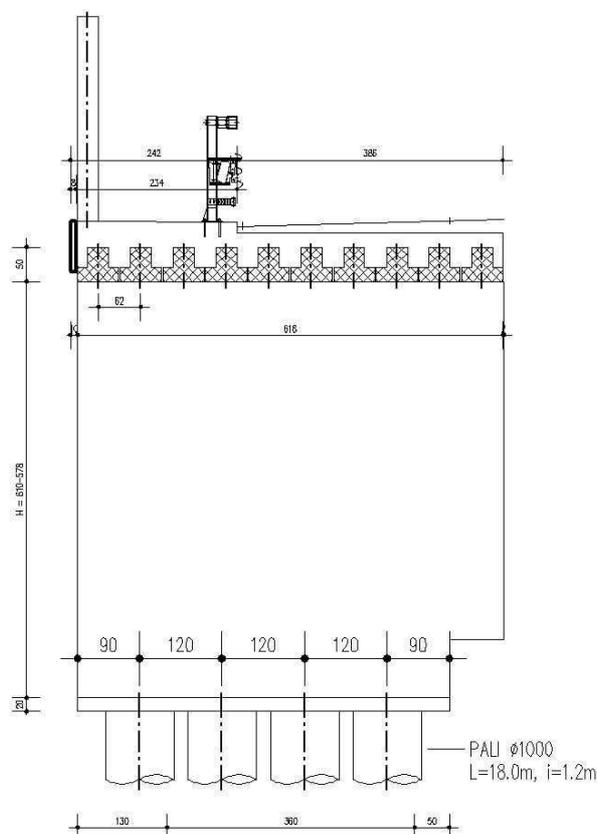
8.11.4.5	Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione	60
8.11.5.	Verifica SLE sezione di mezzeria $x = 6.50m$	61
8.11.6.	Verifica SLE sezione di inizio precompressione : $x = 0.95m$	62
8.12.	TRAVE IN C.A.P. VERIFICHE ALLO S.L.U.	63
8.12.1.	Verifica a flessione : Procedimento di calcolo	63
8.12.2.	Verifica a flessione della sezione di mezzeria	64
8.12.3.	Verifica a taglio della sezione in appoggio.....	66
8.13.	SOLETTA : VERIFICHE	68
9.	ANALISI DELLE STRUTTURE DI CONTENIMENTO DEL TERRENO E DI FONDAZIONE	70
9.1.	GEOMETRIA DELLE STRUTTURE	70
9.2.	AZIONI DI CALCOLO	71
9.2.1.	Peso proprio e carichi permanenti portati	71
9.2.2.	Spinta del terreno	71
9.2.3.	Azione variabile da traffico stradale.....	72
9.2.4.	Azione longitudinale da frenamento	72
9.2.5.	Azioni sismiche.....	72
9.3.	FASI DI CALCOLO	73
9.4.	RISULTATI ANALISI.....	77
9.4.1.	Elevazione.....	80
9.4.2.	Pali	81
9.5.	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	82
9.5.1.	Elevazione.....	83
9.5.1.1	Verifica a presso-flessione	83
9.5.1.2	Verifica a taglio.....	85
9.5.2.	Pali	86
9.5.2.1	Verifica a presso-flessione	86
9.5.2.2	Verifica a taglio.....	88
9.6.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA.....	89
9.6.1.	Analisi dei carichi.....	89
9.6.2.	Sollecitazioni assiali.....	90
9.6.3.	Verifica di capacità portante assiale	90
9.6.3.1	Verifica del palo singolo	91

1. PREMESSA

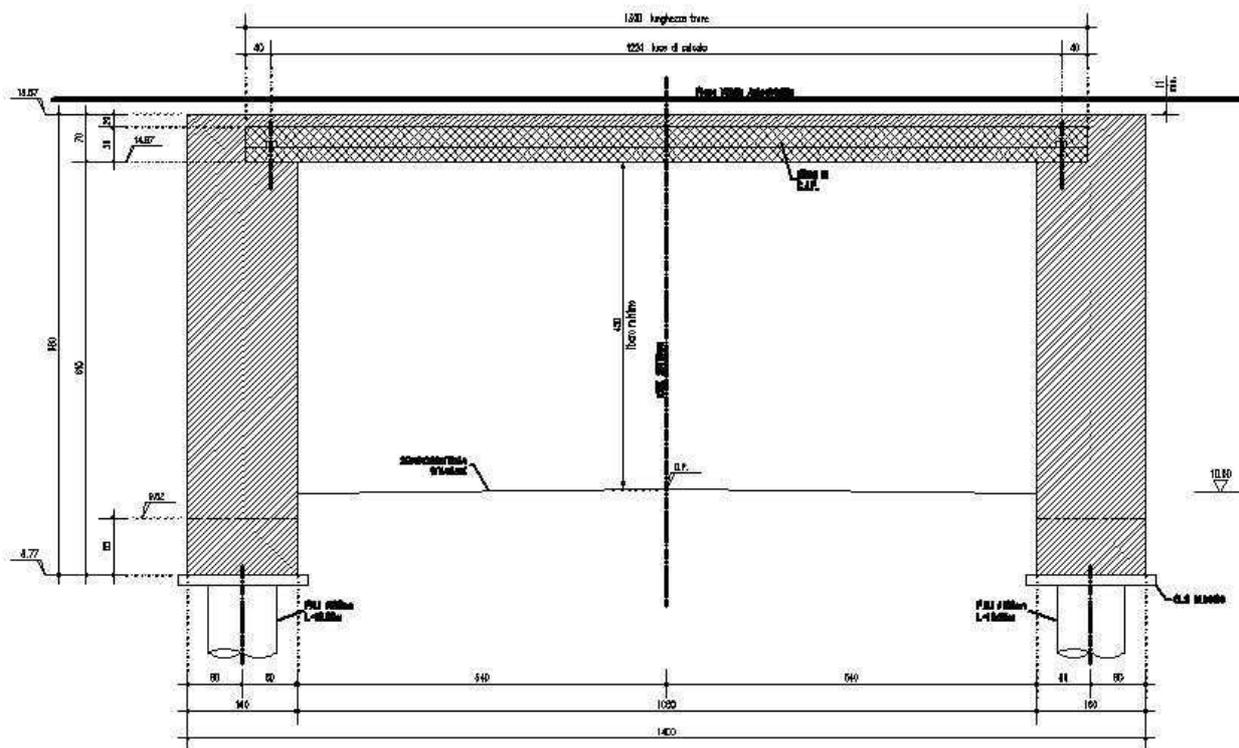
La presente relazione è relativa alle strutture del prolungamento del sottopasso esistente SP43 Moglia, previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione dell'Autostrada Regionale Cispadana, in corrispondenza dell'interconnessione tra la stessa e l'Autostrada A22. L'intervento risulta necessario per la realizzazione delle rampe del nuovo svincolo di Reggiolo-Rolo.

La strutture previste per il prolungamento sono costituite da portali integrali in opera con impalcato in struttura mista, in travi prefabbricate a T-rovescio accostate in conglomerato cementizio armato precompresso e getto della soletta in conglomerato cementizio armato ordinario eseguito in opera. L'impalcato risulta in continuità con le strutture di sostegno laterali costituite da muri in conglomerato cementizio armato fondati su pali di grande diametro.

Si prevede di realizzare le strutture in allargamento in aderenza al sottopasso esistente ovvero senza solidarizzazione con lo stesso.



Sezione trasversale sottovia



Sezione longitudinale sottovia

Come si evince dalle figure l'opera in allargamento ospita una porzione carrabile di larghezza pari a 3.86m ed un cordolo di larghezza pari a circa 2.45m su cui sono installate le barriere guard-rail e le barriere antirumore.

Nella presente relazione si riportano i calcoli strutturali e geotecnici dell'intera opera in progetto.

La normativa a cui si fa riferimento è il D.M. Min. 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.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alla vigente normativa N.T.C. 2008.

2.1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] Elenco delle normative di riferimento "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01"
- [2] Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo "PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01"
- [3] Relazione geotecnica geotecnica generale "PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01"
- [4] Relazione geotecnica prolungamento su SP43 "PD_0_S01_SST03_0_GT_RB_01"

3. DURABILITA' 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.

Sulla base del documento [2], specificato nel paragrafo "Normativa e documenti di riferimento", si estrapolano le classi di resistenza minima del calcestruzzo, copriferro per le quattro sezioni di calcolo indicate nella premessa.

Sulla base di quanto definito nel suddetto documento [2] ed in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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 3.1 – 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	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

TABELLA 3.2 - CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (TABELLA 4.1.IV NTC 2008)

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze di armatura relative ai seguenti elementi costituenti l'Opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc		
			Fondazione	Elevazione	Soletta
SST03	SVINCOLO REGGIOLO-ROLO - PROLUNGAMENTO SOTTOPASSO SP43 MOGLIA	SCATOLARE	125	115	105

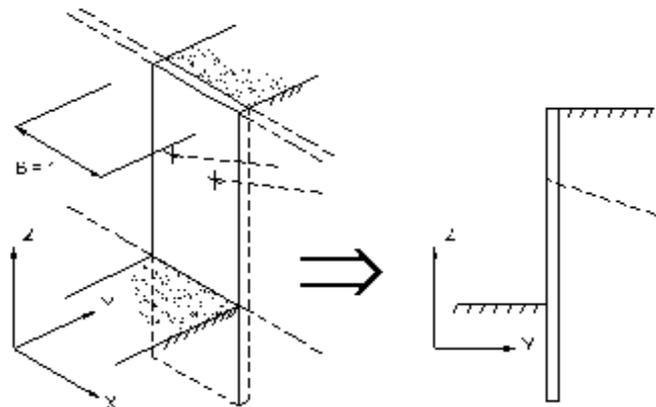
TABELLA 4.1 – INCIDENZE ARMATURE

5. PROGRAMMI DI CALCOLO

5.1. PARATIE

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è assimilato ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella figura che segue.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo “TRAVE SU SUOLO ELASTICO”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti tipo trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

5.2. SIGMAC

Per il calcolo della ripartizione delle azioni e per il calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato si utilizza il modulo SIGMAC del programma XPONTI. Il programma XPONTI, applicazione integrata nella suite ENG8 per il calcolo strutturale, è dedicato specificatamente alla risoluzione di impalcato da ponte a travi e soletta collaborante.



Il modulo SIGMAC esegue il calcolo di impalcati realizzati con travi prefabbricate in c.a.p., c.a., acciaio o altro materiale, e getto in opera di soletta collaborante, con eventuali traversi di collegamento in campata. Il programma posiziona automaticamente sulla carreggiata i carichi previsti dalla normativa adottata in modo da rendere massime in ogni sezione le sollecitazioni sulla trave che il progettista intende verificare. È previsto l'utilizzo della normativa italiana NTC2008 e dell'Eurocodice.

Il calcolo viene condotto con il metodo di Massonnet che permette di definire la ripartizione dei carichi sulle travi, specificatamente nei casi di impalcati con geometria regolare: vengono in questo modo determinate tutte le sollecitazioni sulle travi sugli eventuali traversi e sulla soletta, nonché le reazioni agli appoggi. Il programma prevede accanto alla definizione dei carichi mobili anche quella di altri carichi, concentrati o distribuiti, agenti sull'impalcato (ad esempio pavimentazione, guard-rail, new jersey, cordoli, ecc.).

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 §6.1.4, 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

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

6.1.1. 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

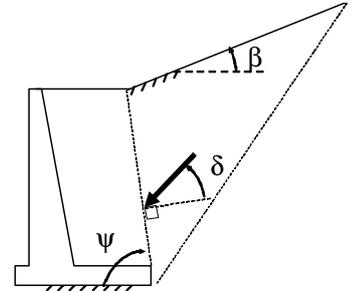
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6-2)$$

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

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (6-3)$$



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).

6.1.2. Spinte a riposo in condizioni statiche

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.

6.1.3. 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.

6.1.3.1 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:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

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

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

6.1.3.2 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:

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

$$E_{wd} = 0$$

6.1.3.3 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 sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

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

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

6.1.3.4 Rilevato parzialmente immerso

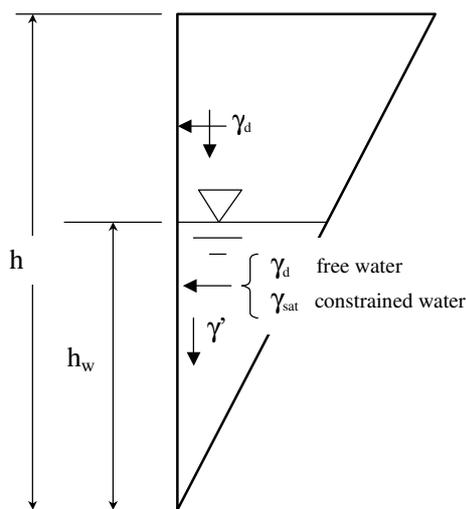


FIGURA 6-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (6-6) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (6-7) e ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

6.1.3.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)

b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

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

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:

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

6.1.4. 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.

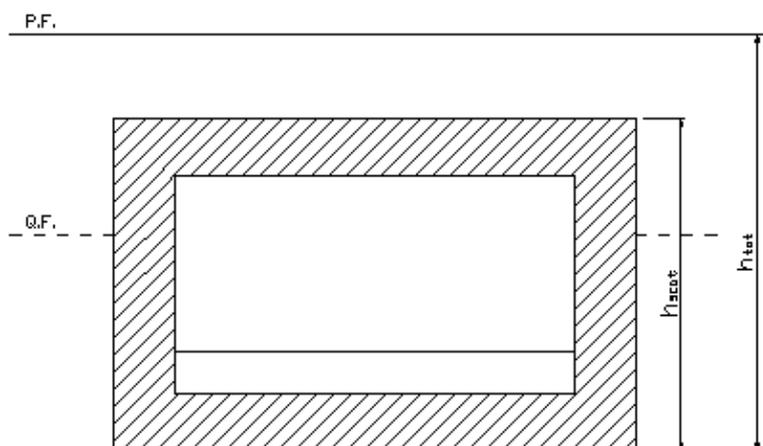


FIGURA 6-2 ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

6.2. 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) 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.

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:

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

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

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

ASSE AUTOSTRADALE					
OPERA	Vita Nominale [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di Riferimento [anni]	Periodo di ritorno di SLV [anni]
Rilevati	100	IV	2	200	1898
Viadotti	100	IV	2	200	1898
Sovrappassi di svincolo	100	IV	2	200	1898
Ponti	100	IV	2	200	1898
Gallerie e trincee confinate	100	IV	2	200	1898
Sovrappassi	100	IV	2	200	1898
Sottovia					
Manufatto scatolare per sottovia la cui proiezione cade sull'asse autostradale	100	IV	2	200	1898
Muri ad U per sottovia statali	50	IV	2	100	949
Muri ad U per sottovia ex statali e provinciali	50	III	1.5	75	712

Muri ad U per sottovia comunali e poderali	50	II		1	50	475
Edifici di stazione e caserma di polizia	50	IV		2	100	949
Caselli autostradali	50	IV		2	100	949
Opere minori: attraversamenti idraulici	100	IV		2	200	1898
Opere minori: muri di sostegno per rilevato autostradale (sottoscarpa)	100	IV		2	200	1898
Opere minori: muri di sostegno per trincea autostradale (controripa)	100	IV		2	200	1898
Opere provvisionali (1)	10	II		1	10	95
VIABILITA' DI ADDUZIONE E DI COLLEGAMENTO (tipologia C1 e C2)						
OPERA	<i>Vita Nominale [anni]</i>	<i>Classe d'uso</i>	<i>Coefficiente d'uso</i>	<i>Periodo di Riferimento [anni]</i>	<i>Periodo di ritorno [anni]</i>	<i>SLV</i>
Opere provvisionali (1)	10	II		1	10	
Riquilificazione della S.P. 72 "Parma-Mezzani (1PR) - Tipologia F2						
Rilevati	50	III		1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III		1.5	75	712
Variante alla S.P. n 41 in corrispondenza del tracciato Cispadano – tratto tra S.P. n 60 e Brescello (1RE) – tipologia C1						
Rilevati	50	III		1.5	75	712
Ponti	50	III		1.5	75	712
Viadotti	50	III		1.5	75	712
Sottovia	50	III		1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti	50	III		1.5	75	712

<i>idraulici</i>					
Cispadana tra la S.P. n 2 "Reggiolo-Gonzaga" e la ex S.S. n 62 "della Cisa" (2RE) – tipologia C1					
Rilevati	50	III	1.5	75	712
Ponti	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712
Raccordo Bondeno-Cento-Autostrada Cispadana (1FE)					
Rilevati tipologia C2	50	III	1.5	75	712
Rilevati tipologia F2	50	III	1.5	75	712
Ponti	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712

(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni. (Rif. NTC 2008 par. 2.4.1)

TABELLA 6.2 PERIODO DI RITORNO PER L'AZIONE SISMICA

Si riportano i parametri sismici relativi all'opera in oggetto, in funzione del periodo di ritorno del sisma definito nella tabella precedente ($V_N=100$ anni e Classe d'uso IV) e della categoria di sottosuolo:

a_g → accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

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

Periodo di ritorno SLV [anni]	a_g/g	S_s	S_T	Categoria sottosuolo	a_{max}/g
1898	0.221	1.37	1.00	C	0.303

TABELLA 6.3 – PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

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.

6.3. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

L'opera in parola risulta essere soggetta, oltre ai pesi proprio e permanenti portati, alle spinte del terreno agenti a tergo delle strutture di fondazione ossia lateralmente alla stessa, ed alle azioni variabili da traffico che possono agire sia direttamente sull'implacato sia a tergo delle sopra citate strutture di fondazione.

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.

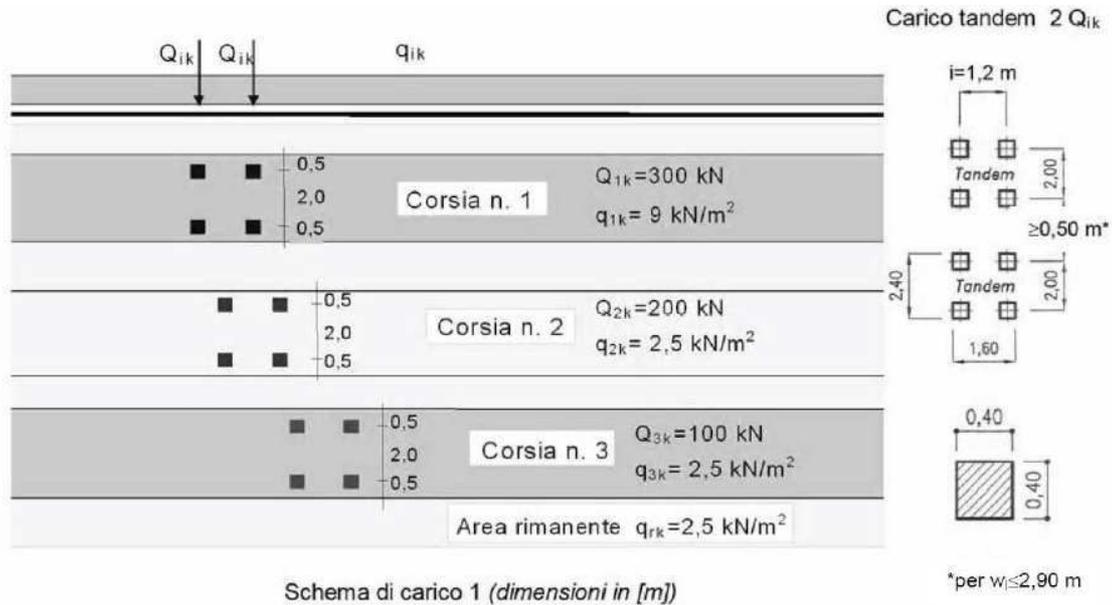
Di seguito, relativamente alle azioni di progetto, si esplicitano le azioni variabili da traffico stradale e le varie combinazioni adottate per le verifiche sia allo SLU che allo SLE.

Con riferimento specifico alle azioni spingenti del terreno ed ai criteri di calcolo delle stesse si rimanda ai capitoli specifici indicati nel seguito.

6.3.1. Azioni variabili da traffico stradale

Le azioni variabili da traffico gravanti sulla soletta superiore sono definite dallo schema di carico 1. Lo schema di carico normativo prevede:

- Colonna di carico 1: un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²;
- Colonna di carico 2: un mezzo convenzionale da 400kN a due assi da 200 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{2,k}$ da 2.50kN/m²;
- Colonna di carico 3: un mezzo convenzionale da 200kN a due assi da 100 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte) e un carico ripartito $q_{3,k}$ da 2.50kN/m²;
- Area rimanente: carico ripartito $q_{r,k}$ da 2.50kN/m².



Per quanto riguarda lo studio delle azioni da traffico sono state definite sette corsie convenzionali, tre eccentriche addossate al cordolo, tre eccentriche centrate e una rappresentante la zona rimanente. Questa schematizzazione consente valutare tutte le condizioni di carico da traffico più sfavorevoli, tali da massimizzare le sollecitazioni flettenti positive e negative. Nelle figure seguenti si riportano le corsie sulla soletta.

6.3.2. Frenatura

Il carico frenante di normativa (q₃) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. Tale carico viene considerato ripartito sulla larghezza della corsia n.1 nella direzione trasversale (L_{trasv}) e sulla larghezza dell'opera nella direzione longitudinale.

Il carico frenante è pari a:

$$Q_3 = 0.60 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times L_{trasv} \times L_{soletta}$$

6.3.3. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate 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.

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	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	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

Per i gli elementni strutturali assimilabili a paratie le verifiche saranno condotte tenendo conto delle seguenti combinazioni :

combinazione 1 → (A1+M1+R1)

combinazione 2 → (A2+M2+R1)

Per i pali di fondazione 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 e capacità portante)

combinazione 2 → (A2+M1+R2) ⇒ GEO (capacità portante)

combinazione sisma → (1+M1+R3) ⇒ SISMA (verifiche degli elementi strutturali e capacità portante)

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

PALI DI FONDAZIONE	COEFF. PARZIALE	
	(R1)	(R2)
Resistenza di base	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.7}$
Resistenza laterale compressione	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.45}$
Resistenza laterale trazione	$\gamma_{R=1.0}$	$\gamma_{R=1.6}$

TABELLA 6.5- COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE

6.3.4. Combinazioni per la verifica allo SLE

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

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

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

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

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

6.3.5. 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

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica dell'opera specifica di cui al rif. [4], si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici considerati:

Profondità (m da p.c.)	Unità	Peso di volume naturale γ_n (kN/m ³)	Angolo di attrito interno Φ' (°)	Coesione efficace c' (kPa)	Modulo elastico di compressione Evc (MPa)	Modulo elastico di scarico/ricarico Eur (MPa)
5.7÷0.0	Rilevato	19.5	38	0	15.0	22.5
0.0÷-2.0	Riporto	19.0	29	0	15.0	22.5
-2.0÷-8.0	Argilla limosa	18.8	24	4	3.0	4.5
-8.0÷-11.0	Sabbia limosa	19.0	29	0	15.0	22.5
Da -11.0	Sabbia	19.0	30	0	22.0	33.0

TABELLA 7.1 – STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

La falda è stata assunta a quota -0.5m da p.c..

Per quanto le curve di capacità portante assiale dei pali dell'opera in questione si rimanda direttamente alla Relazione Geotecnica dell'opera specifica di cui al rif. [4].

8. IMPALCATO DA PONTE

Di seguito si riportano i calcoli di progetto e verifica dell'impalcato da ponte con struttura mista in travi prefabbricate in C.A.P. e con soletta in conglomerato cementizio armato realizzata tramite getto integrativo in opera.

Come detto l'impalcato risulta essere in continuità alla sottostruttura grazie al getto di solidarizzazione della soletta con gli elementi spalle in c.c.a. realizzati in opera. A favore di sicurezza, in questa sede, si esegue il calcolo dell'impalcato considerando lo stesso in semplice appoggio.

Si prevede di realizzare l'impalcato in progetto in adiacenza dell'esistente senza connessione fisica con lo stesso; pertanto risulta corretto condurre il calcolo dell'impalcato in progetto astraendo dalla presenza dell'esistente.

8.1. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \times B = n \times i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\square x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\square x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\square x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\square x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidità torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidità flessionale

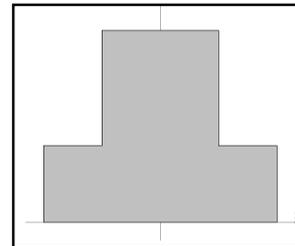
8.2. GEOMETRIA DELL'IMPALCATO

Luce di calcolo	13.00
Larghezza cordolo sinistro	2.42
Larghezza carreggiata	3.86
Larghezza cordolo destro	0.00
Larghezza fuori tutto impalcato	6.28
Numero travi	10
Tipo trave	TR60_50
Interasse travi	0.62
Larghezza travi	0.60
Eccentricità travi-soletta	0.00
Spessore minimo soletta	0.20
Larghezza marciapiede sinistro	1.50
Dist. marciapiede sinistro	0.50
Larghezza marciapiede destro	0.00
Dist. marciapiede destro	0.00
Spessore medio cordoli	0.18

8.3. TRAVE PREFABBRICATA

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	X (cm)	Y 8cm)
1	-30.000	0.000
2	-30.000	20.000
3	-15.000	20.000
4	-15.000	50.000
5	15.000	50.000
6	15.000	20.000
7	30.000	20.000
8	30.000	0.000
9	-30.000	0.000
10	0.000	0.000



Altezza della sezione	50.00	cm
Spessore complessivo anime	30.00	cm
Area sezione di calcestruzzo	2100.00	cmq
Ordinata y baricentro	20.71	cm
Ascissa x baricentro	0.00	cm
J baricentro	428928.57	cm ⁴
Peso specifico	25	kN/mc

8.4. ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

Trefoli : 6/10" (area = 1.39cm²)

Acciaio : prec.fpk=1860 N/mm²

Tensione di tesatura = 1225N/mm²

Quota Trefoli (cm)	Numero Trefoli	Numero Guaine	Lunghezza Guaine (m)
38	2	-	-
14	2	-	-
10	6	2	1.20
6	6	4	1.80

N. trefoli totale= 16

8.5. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

8.5.1. Parametri di massonet

Trave verificata: 1	eccentricità Y	-2.79
Luce di calcolo travi principali	L	1.00
Interasse trasversi	L1	13.00
Semilarghezza teorica impalcato	B	3.10
Interasse travi	B1	0.62

Trave:

Ap = 0.34 (area sezione cls trave+soletta)

Dp = 0.35 (quota baricentro)

Jp = 0.02 (momento d'inerzia flessionale)

Cp = 0.00 (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1.00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.80

Teta = 0.602 Radice alfa = 0.686

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1a trave che ha una eccentricita' $y = 2.79$ cm e che risulta essere la piu' sollecitata

8.5.2. Coefficienti di ripartizione

Y(cm)	310.00	232.50	155.00	77.50	0.00	-77.50	-155.00	-232.50	-310.00
K_0	-0.911	-0.657	-0.380	-0.026	0.474	1.191	2.172	3.399	4.748
K_1	0.288	0.364	0.466	0.614	0.823	1.106	1.468	1.888	2.305
K_α	-0.089	0.043	0.200	0.412	0.713	1.133	1.689	2.363	3.073
μ_α	-0.089	-0.054	-0.013	0.047	0.144	0.047	-0.013	-0.054	-0.089

8.6. ANALISI DEI CARICHI

8.6.1. Valori caratteristici delle azioni permanenti : Fase 1

Valori caratteristici delle azioni permanenti

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	13.00	[m]
Peso trave (sezione filante)	5.15	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	66.95	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	3.24+3.63=6.87	[KN/m]
Peso trasverso in testata	2.05	[KN]

8.6.2. Valori caratteristici delle azioni permanenti : Fase 2

8.6.2.1 Pavimentazione

Peso pavimentazione (3.00 [KN/m²]) gravante sulla trave: 1.80 [KN/m].

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{\square} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

8.6.2.2 Peso cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	10.68	1.93	138.88

8.6.2.3 Lineari di seconda fase sull'impalcato

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	GUARD-RAIL	2.00	1.15	0.00	Appoggio iniziale	0.00	Appoggio finale
2	BARRIERA FONO ASSORBENTE	1.00	2.95	0.00	Appoggio iniziale	0.00	Appoggio finale

8.6.3. Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : Stradale 1° categoria

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q (kN)	P (kN/m ²)	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300.00	9.00	1.00	1.00
2	Corsia 2	200.00	2.50	1.00	1.00
3	Corsia 3	100.00	2.50	1.00	1.00

Carico folla sui marciapiedi= 5.00 [KN/m²]

8.7. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

8.7.1. Stati Limite Ultimi

	sup.	inf.
Coeff. sicurezza carichi permanenti	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi vento	1.50	0.00

8.7.2. Stati Limite di Esercizio

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1/UDL	0.40	0.40	0.00
LM1/TS	0.75	0.75	0.00
forze orizzontali	0.00	0.00	0.00
carico pedonale	0.00	0.00	0.00
LM4 folla	0.00	0.75	0.00
LM3	0.00	0.00	0.00
asse singolo LM2	0.00	0.00	0.00
vento	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

8.8. APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

8.8.1. Cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	10.68	1.93	0.118	-0.035

8.8.2. Carichi lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	GUARD-RAIL	2.00	1.15	0.301	0.015
2	BARRIERA FONDO ASSORBENTE	1.00	2.95	-0.064	-0.082

8.8.3. Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	-1.64	3.00	1.762
Zona Rimanente	0.00	2.15	0.29	0.86	0.588

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Folla marc. sx	7.50	1.97	1.50	0.110

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

8.8.4. Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	-0.94	3.00	0.032
Zona rimanente	0.00	0.40	0.64	0.16	0.060

8.8.5. Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	-1.64	3.00	-0.018
Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ	
Folla SX	7.50	1.97	1.50	-0.037	

8.9. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1

8.9.1. Valori caratteristici sollecitazioni

8.9.1.1 Al taglio trefoli

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta e traversi	
		M	V	M	V
0.00	appoggio	0.00	33.48	0	44.6
0.95		29.44	28.58	39.22	38.09
1.00		30.88	28.33	41.14	37.75
2.00		56.62	23.18	75.44	30.88
3.00		77.21	18.03	102.87	24.02
4.00		92.66	12.88	123.47	17.15
5.00		102.97	7.73	137.21	10.3
6.00		108.14	2.58	144.1	3.43
6.50	mezzeria	108.80	0.00	144.97	0
7.00		108.14	-2.58	144.1	-3.43
8.00		102.97	-7.73	137.21	-10.3
9.00		92.66	-12.88	123.47	-17.15
10.00		77.21	-18.03	102.87	-24.02
11.00		56.62	-23.18	75.44	-30.88
12.00		30.88	-28.33	41.14	-37.75
13.00	appoggio	0.00	-33.48	0	-44.6

8.9.1.2 Seconda fase – carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	0.82	1.84
0.95		0.72	0.70	1.79
1.00		0.76	0.70	1.79
2.00		1.39	0.57	1.63
3.00		1.89	0.44	1.37
4.00		2.27	0.32	1.04
5.00		2.53	0.19	0.65
6.00		2.65	0.06	0.22
6.50	mezzeria	2.67	0.00	0.00
7.00		2.65	-0.06	-0.22
8.00		2.53	-0.19	-0.65
9.00		2.27	-0.32	-1.04
10.00		1.89	-0.44	-1.37
11.00		1.39	-0.57	-1.63
12.00		0.76	-0.70	-1.79
13.00	appoggio	0.00	-0.82	-1.84



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggio-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI – SOTTOVIA SVINCOLO E INTERCONNESSIONE

SST03-SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI REGGIOLO ROLO-PROLUNGAMENTO SOTTOPASSO SP43 MOGLIA

Sottovia – Relazione di Calcolo

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	12.04	-0.86
0.95		10.59	10.28	-0.84
1.00		11.10	10.19	-0.83
2.00		20.36	8.33	-0.75
3.00		27.76	6.48	-0.63
4.00		33.32	4.63	-0.47
5.00		37.03	2.78	-0.29
6.00		38.88	0.93	-0.10
6.50	mezzeria	39.12	0.00	0.00
7.00		38.88	-0.93	0.10
8.00		37.03	-2.78	0.29
9.00		33.32	-4.63	0.47
10.00		27.76	-6.48	0.63
11.00		20.36	-8.33	0.75
12.00		11.10	-10.19	0.83
13.00	appoggio	0.00	-12.04	0.86

8.9.1.3 *Seconda fase – carichi da traffico*

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	100.86	3.13
0.95		88.35	93.13	5.63
1.00		92.65	92.72	5.63
2.00		169.06	84.59	0.97
3.00		229.23	76.46	-2.29
4.00		273.16	68.32	-2.70
5.00		300.85	60.19	0.05
6.00		312.29	52.06	1.39
6.50	mezzeria	312.29	-47.99	1.84
7.00		312.29	-52.06	-1.39
8.00		300.85	-60.19	-0.05
9.00		273.16	-68.32	2.70
10.00		229.23	-76.46	2.29
11.00		169.06	-84.59	-0.97
12.00		92.65	-92.72	-5.63
13.00	appoggio	0.00	-100.86	-3.13

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	31.75	-0.26
0.95		27.92	27.28	-0.46
1.00		29.29	27.06	-0.48
2.00		53.70	22.74	-0.79
3.00		73.23	18.79	-0.66
4.00		87.88	15.22	-0.06
5.00		97.66	12.03	0.60
6.00		102.57	9.21	1.08
6.50	mezzeria	103.19	6.17	1.23
7.00		102.57	-9.21	-1.08



8.00		97.66	-12.03	-0.60
9.00		87.88	-15.22	0.06
10.00		73.23	-18.79	0.66
11.00		53.70	-22.74	0.79
12.00		29.29	-27.06	0.48
13.00	appoggio	0.00	-31.75	0.26

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	0.54	1.29
0.95		0.47	0.46	1.25
1.00		0.50	0.45	1.25
2.00		0.91	0.37	1.14
3.00		1.24	0.29	0.96
4.00		1.49	0.21	0.73
5.00		1.65	0.12	0.45
6.00		1.74	0.04	0.15
6.50	mezzeria	1.75	0.00	0.00
7.00		1.74	-0.04	-0.15
8.00		1.65	-0.12	-0.45
9.00		1.49	-0.21	-0.73
10.00		1.24	-0.29	-0.96
11.00		0.91	-0.37	-1.14
12.00		0.50	-0.45	-1.25
13.00	appoggio	0.00	-0.54	-1.29

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	132.88	3.51
0.95		116.51	120.64	5.79
1.00		122.19	120.01	5.77
2.00		223.21	107.51	0.75
3.00		303.08	95.39	-2.47
4.00		361.79	83.65	-2.40
5.00		399.34	72.28	0.88
6.00		415.73	61.28	2.55
6.50	mezzeria	415.99	-41.82	3.07
7.00		415.73	-61.28	-2.55
8.00		399.34	-72.28	-0.88
9.00		361.79	-83.65	2.40
10.00		303.08	-95.39	2.47
11.00		223.21	-107.51	-0.75
12.00		122.19	-120.01	-5.77
13.00	appoggio	0.00	-132.88	-3.51

8.9.2. Valori di combinazione : SLU

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	307.27	5.41
0.95		269.75	272.07	8.47
1.00		282.92	270.22	8.44
2.00		517.63	233.68	1.63
3.00		704.13	197.64	-2.80
4.00		842.42	162.11	-2.82
5.00		932.50	127.09	1.45
6.00		974.37	92.57	3.53
6.50	mezzeria	977.23	-56.46	4.15
7.00		974.37	-92.57	-3.53
8.00		932.50	-127.09	-1.45
9.00		842.42	-162.11	2.82
10.00		704.13	-197.64	2.80
11.00		517.63	-233.68	-1.63
12.00		282.92	-270.22	-8.44
13.00	appoggio	0.00	-307.27	-5.41

8.9.3. Valori di combinazione : SLE

8.9.3.1 Al taglio trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	33.48
0.95		29.44	28.58
1.00		30.88	28.33
2.00		56.62	23.18
3.00		77.21	18.03
4.00		92.66	12.88
5.00		102.97	7.73
6.00		108.14	2.58
6.50	mezzeria	108.80	0.00
7.00		108.14	-2.58
8.00		102.97	-7.73
9.00		92.66	-12.88
10.00		77.21	-18.03
11.00		56.62	-23.18
12.00		30.88	-28.33
13.00	appoggio	0.00	-33.48

8.9.3.2 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	78.08
0.95		68.66	66.67
1.00		72.02	66.07
2.00		132.05	54.06
3.00		180.09	42.04
4.00		216.13	30.03
5.00		240.18	18.02
6.00		252.23	6.01
6.50	mezzeria	253.77	0.00
7.00		252.23	-6.01
8.00		240.18	-18.02
9.00		216.13	-30.03
10.00		180.09	-42.04
11.00		132.05	-54.06
12.00		72.02	-66.07
13.00	appoggio	0.00	-78.08

8.9.3.3 Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a\ fase} + \sum G_{2,k,2}^{a\ fase} + Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	145.57	4.10
0.95		127.67	131.48	6.37
1.00		133.90	130.75	6.35
2.00		244.69	116.30	1.29
3.00		332.37	102.23	0.75
4.00		396.94	88.53	0.58
5.00		438.40	75.21	1.11
6.00		456.75	62.26	2.63
6.50	mezzeria	457.25	-41.82	3.07
7.00		456.75	-62.26	-0.12
8.00		438.40	-75.21	-0.36
9.00		396.94	-88.53	2.04
10.00		332.37	-102.23	2.01
11.00		244.69	-116.30	-0.88
12.00		133.90	-130.75	-0.95
13.00	appoggio	0.00	-145.57	-0.98

8.9.3.4 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^afase

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2k,2}^a \text{ fase} + \Psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	101.31	3.48
0.95		88.83	91.83	5.24
1.00		93.16	91.34	5.23
2.00		170.20	81.51	1.52
3.00		231.12	71.84	0.75
4.00		275.91	62.32	0.58
5.00		304.59	52.94	0.73
6.00		317.13	43.72	1.63
6.50	mezzeria	317.36	-33.53	1.88
7.00		317.13	-43.72	-0.12
8.00		304.59	-52.94	-0.36
9.00		275.91	-62.32	1.33
10.00		231.12	-71.84	1.04
11.00		170.20	-81.51	-0.88
12.00		93.16	-91.34	-0.95
13.00	appoggio	0.00	-101.31	-0.98

8.9.3.5 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^afase

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2k,2}^a \text{ fase} + \Psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	12.97	1.23
0.95		11.40	11.07	1.20
1.00		11.96	10.97	1.20
2.00		21.93	8.98	1.10
3.00		29.90	6.98	0.94
4.00		35.89	4.99	0.72
5.00		39.88	2.99	0.45
6.00		41.88	1.00	0.16
6.50	mezzeria	42.14	0.00	0.00
7.00		41.88	-1.00	-0.12
8.00		39.88	-2.99	-0.36
9.00		35.89	-4.99	-0.58
10.00		29.90	-6.98	-0.75
11.00		21.93	-8.98	-0.88
12.00		11.96	-10.97	-0.95
13.00	appoggio	0.00	-12.97	-0.98

8.10. SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sulla soletta per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

8.10.1. Combinazioni allo SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.10	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		1.49	-0.36
-2.00		19.46	-1.48
-1.00		22.71	-2.64
0.00	asse travi	22.71	-5.95
1.00		0.95	-12.87
2.00		4.90	-5.81
3.00		0.13	-1.00
3.10	estremità sx	0.00	0.00

8.11. TRAVE IN C.A.P. VERIFICHE ALLO S.L.E.

8.11.1. Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	55.00 MPa
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	37.00 MPa
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.50

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 55.00 = 456.50$	kg/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 37.00 = 307.10$	kg/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	kg/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 307.10 / 1.5 = 174.02$	kg/cm ²

8.11.2. Acciaio per C.A.P.

Tipo Acciaio - Trefoli : $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	1674 N/mm ²
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a 0.05 $f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13336	N/mm ²
---------------	-----------------------------	-------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k}/\gamma_s$	$= 1670.00/1.15 = 1452.2$	N/mm ²
-----------	------------------------	---------------------------	-------------------

8.11.3. Procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- al manifestarsi della precompressione
- prima del getto in opera
- subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- impalcato scarico
- impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica rara e quasi permanente, che risultano rispettivamente dalle seguenti combinazioni :

- SLE-rara $S = G1 + G2 + P + Q$
- SLE-qp $S = G1 + G2 + P$

dove:

- G1 = permanenti strutturali
- G2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

Le verifiche eseguite sono riassunte in forma tabellare e riportate nei capitoli di verifica che seguono. Tali tabelle presentano le seguenti caratteristiche.

1° Tabella. Verifiche a pressoflessione: caratteristiche geometrico-inerziali, sollecitazioni, tensioni a quota intradosso trave, sommità trave ed estradosso soletta.

2° Tabella. Calcolo delle cadute di tensione.

Nelle verifiche agli SLE si considera a favore di sicurezza la condizione per cui la totalità delle perdite venga scontata dalla sola trave.

8.11.4. Cadute di tensione nell'acciaio da precompressione

Le perdite di precompressione dipendenti dal tempo vengono calcolate in accordo con quanto stabilito dalla normativa italiana vigente ed in accordo alle procedure previste dall'eurocodice 2 (UNI-EN1992-1-1). Nella fattispecie si considerano le seguenti riduzioni di tensioni nell'acciaio:

- Rilassamento dell'acciaio da precompressione
- Ritiro del calcestruzzo
- Viscosità del calcestruzzo

8.11.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe : 2

tipo : trecce e trefoli stabilizzati

caduta : $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk};$$

f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500'000ore.

Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$
Trave 1 - gruppo 1	2	0.665	0.033

8.11.4.2 Ritiro del calcestruzzo

Il calcolo della deformazione da ritiro è calcolato in accordo a quanto riportato nel paragrafo 11.2.10.6 del D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

Tutte le superfici a contatto con l'aria di solette e pareti saranno protette con una pellicola antievaporante applicata sui getti freschi dell'estradosso solette, sull'intradosso soletta superiore e sulle superfici delle pareti immediatamente dopo lo scasso. Si assume pertanto nella definizione della deformazione da ritiro per essiccamento un valore di umidità relativa pari al 90%.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

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

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:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

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 .

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

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 $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \varepsilon_{cd,\infty}$$

Dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds} = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0.04 \times h_0^{3/2}]$$

Dove:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato, si assume pari a 40000gg (>100 anni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, si assume pari a 28gg (termine della maturazione).

Il valore medio della deformazione per ritiro autogeno vale:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

8.11.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\Phi_{inf,1} = 2.69 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

8.11.4.4 Valutazione delle perdite complessive di precompressione

Per la valutazione delle perdite complessive di precompressione dipendenti dal tempo viene valutata in accordo con quanto previsto dall'EC2 al capitolo 5.10.6, secondo la formula di seguito riportata:

$$\Delta_{sp,C+R+S} = [\varepsilon_{CS} E_P + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + E_P / E_{cm} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,Qp}] / [1 + E_P / E_{cm} A_p / A_c (1 + A_c / J_c * z_{cp}^2) (1 + 0.8 \varphi(t, t_0))]$$

Dove :

$\Delta_{sp,C+R+S}$: valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento

ε_{CS} : deformazione per ritiro stimata come specificato nei paragrafi precedenti

E_P : modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione

E_{cm} : modulo di elasticità del calcestruzzo

$\Delta \sigma_{pr}$: valore assoluto della variazione di tensione nelle armature alla posizione x , al tempo t , per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione

$\varphi(t, t_0)$: coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 .



8.11.4.5 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

A favore di sicurezza nei calcoli di verifica, in merito alle cadute di tensione nell'armatura di precompressione ed agli effetti del ritiro differenziale fra trave e soletta, viene presa in considerazione la seguente situazione limite : cadute lente tutte scontate dalla trave prima del getto della soletta (percentuale prime cadute=100%).

8.11.5. Verifica SLE sezione di mezzeria x = 6.50m

Sezione di Mezzeria x=6.50m						
VERIFICHE A FLESSIONE S.L.E. - RARA E QUASI PERMANENTE						
Caratteristiche geometriche:		Area (cm ²)	H sezione (cm)	Yg (cm)	J (cm ⁴)	s solet. (cm)
sezione 1: trave		2 250	50.00	20.13	453 245	0
sezione 5: trave + soletta		3 930	70.00	33.05	1 663 690	20.0
Parametri cadute di tensione		Y cavo (cm)	% 1° cadute	Tens.ini.ac c.	f ptk (N/mm ²)	coeff. ritiro
Rcksol = 35 N/mm ²	R	12.00	100	1 225	1 860	1.00
Rckj = 37.0 N/mm ²	A	0.00	100	1 225	1 860	1.00
Rck = 55 N/mm ²	B	0.00	100	1 225	1 860	1.00
Es = 210 000 N/mm ²		f ptk medio				ε rit sol-trave
n = 6		1 860				0.0003000
Fase	sez.	Sollecitazioni		Tensioni		
		N	M	inf.trave	sup.trave	sup.solet.
		(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Peso proprio trave e traversi	1		108.800	4.83	-7.17	
1° Precompressione cavi R	1	-3046.560	-247.685	-24.54	2.78	
Totale all'atto della 1° prec. (a)				-19.71	-4.39	0.00
1° Quota cadute 1° precompr. cavi R	1	704.673	57.290	5.68	-0.64	
Finale 1° precompressione (b)				-14.03	-5.03	0.00
Peso soletta	1		144.970	6.44	-9.55	
Totale 2° precompressione (c')				-7.59	-14.58	0.00
Totale a strutture ultimate (c'')				-7.59	-14.58	0.00
Ritiro soletta-trave	1	-65.027	24.164	0.78	-1.88	0.10
Permanenti portati	5		41.790	0.83	-0.43	-0.74
Totale ponte scarico (d) SLE-QP				-5.98	-16.89	-0.64
Carichi mobili (M+)	5		415.990	8.26	-4.24	-7.39
Centrifuga	5		0.000	0.00	0.00	0.00
Totale ponte carico: max M(+) (e) SLE-RARA				2.28	-21.13	-8.04

8.11.6. Verifica SLE sezione di inizio precompressione : x = 0.95m

Sezione x=0.95m - Inizio precompressione						
VERIFICHE A FLESSIONE S.L.E. - RARA E QUASI PERMANENTE						
Caratteristiche geometriche:		Area (cm ²)	H sezione (cm)	Yg (cm)	J (cm ⁴)	s solet. (cm)
sezione 1: trave		2 200	50.00	20.42	444 683	0
sezione 5: trave + soletta		3 780	70.00	33.38	1 629 984	20.0
Parametri cadute di tensione		Y cavo (cm)	% 1° cadute	Tens.ini.ac c.	f ptk (N/mm ²)	coeff. ritiro
Rcksol = 35 N/mm ²	R	14.33	100	1 225	1 860	1.00
Rckj = 37.0 N/mm ²	A	0.00	100	1 225	1 860	1.00
Rck = 55 N/mm ²	B	0.00	100	1 225	1 860	1.00
Es = 210 000 N/mm ²		f ptk medio				ε rit sol-trave
n = 6		1 860				0.0003000
Fase	sez.	Sollecitazioni		Tensioni		
		N	M	inf.trave	sup.trave	sup.solet.
		(kN)	(kNm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Peso proprio trave e traversi	1		29.440	1.35	-1.96	
1° Precompressione cavi R	1	-2031.040	-123.690	-14.91	-1.00	
Totale all'atto della 1° prec. (a)				-13.56	-2.96	0.00
1° Quota cadute 1° precompr. cavi R	1	368.472	22.440	2.71	0.18	
Finale 1° precompressione (b)				-10.85	-2.78	0.00
Peso soletta	1		39.220	1.80	-2.61	
Totale 2° precompressione (c')				-9.05	-5.39	0.00
Totale a strutture ultimate (c'')				-9.05	-5.39	0.00
Ritiro soletta-trave	1	-64.747	23.853	0.80	-1.88	0.09
Permanenti portati	5		11.310	0.23	-0.12	-0.20
Totale ponte scarico (d) SLE-QP				-8.02	-7.39	-0.11
Carichi mobili (M+)	5		116.510	2.39	-1.19	-2.09
Centrigua	5		0.000	0.00	0.00	0.00
Totale ponte carico: max M(+) (e) SLE-RARA				-5.64	-8.57	-2.20

8.12. TRAVE IN C.A.P. VERIFICHE ALLO S.L.U.

8.12.1. Verifica a flessione : Procedimento di calcolo

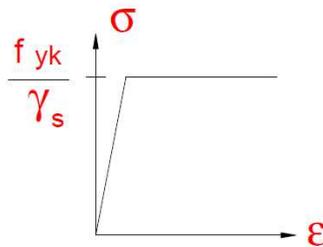
Si esegue la verifica allo S.L.U. a flessione per la sezione in cui si registra la massima azione flessionale ossia per la sezione di mezzzeria.

La verifica allo stato limite ultimo è stata condotta tramite apposito programma di calcolo tramite il quale è possibile valutare il valore del momento resistente di una sezione di forma generica e nella quale si predispongono n cavi di precompressione. Nel programma è stata inserita per punti la sezione reale che viene riportata nelle figure seguenti.

Il programma adotta per tutti gli acciai il diagramma sforzi-deformazioni elasto-plastico, scelta che risulta moderatamente a favore di sicurezza per l'acciaio da precompresso.

Si usa cioè:

$$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 1670 / 1.15 = 1452 \text{ MPa}$$



Per il calcolo del momento resistente al SLU si considera una tensione nei trefoli a tempo infinito pari al 60% dalla f_{ptk} :

$$\sigma_{sp} = 0.6 f_{ptk} = 0.6 * 1860 = 1116 \text{ Mpa}$$

A cui corrisponde una predeformazione:

$$\epsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_s = 1116 / 200000 = 5.58\%$$

che viene calcolata automaticamente dal programma.

Il valore ϵ_s che compare nei risultati è la deformazione dell'acciaio da precompressione comprensivo della predeformazione.

Si considera la sezione di calcolo composta da trave più soletta collaborante; nella definizione della porzione di soletta collaborante si tiene conto di una larghezza della soletta ridotta secondo un coefficiente di omogeneizzazione “n” pari a 0.80. Inoltre nel calcolo del momento resistente della sezione precompressa non si considera, a favore di sicurezza, il contributo offerto dalla barre di armatura lenta.

8.12.2. Verifica a flessione della sezione di mezzeria

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and data are as follows:

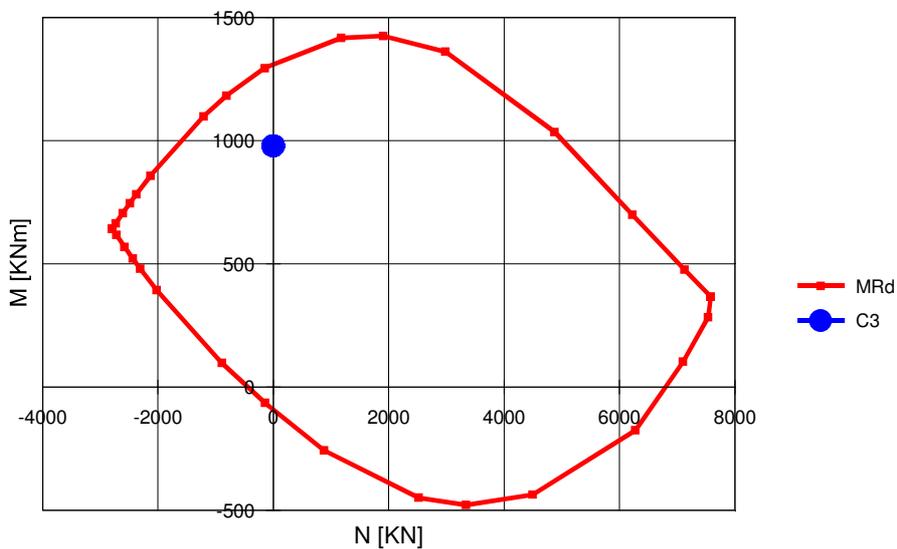
- Titolo:** V_CAP_SLU_MEZZERIA
- N° Vertici:** 8
- N° barre:** 0
- Armatura Precompressione:** N° cavi = 1
- Table of Vertices:**

N°	x [cm]	y [cm]
4	-25.8	70
5	25.8	70
6	25.8	20
7	30	20
8	30	0
- Materials:**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², ϵ_{syd} 1.957‰, $C_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C45/55: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 25.5, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $C_{c,adm}$ 16, τ_{co} 0.9333, τ_{cl} 2.543
- Application Point (P.to applicazione N):** Centro
- Method of Calculation (Metodo di calcolo):** S.L.U. +
- Type of Bending (Tipo flessione):** Retta
- Design Moment (M_{xRd}):** 1 315 kNm
- Concrete Stress (σ_c):** -25.5 N/mm²
- Design Normal Force (N^{*}):** 100
- Design Stress (σ_{sp}):** 1 116 N/mm²
- Design Strain (ϵ_{sp}):** 10.37‰ compressa predef.

La sezione in parola presenta un momento resistente pari a:

$$M_{xRd} = 1315 \text{ kNm} > M_{sd} \text{ verifica soddisfatta}$$

Di seguito si riporta il dominio di rottura della sezione :



8.12.3. Verifica a taglio della sezione in appoggio

Si esegue la verifica per la sezione massimamente sollecitata. Data la geometria della struttura la sezione di appoggio di calcolo, ossia con $x=0.00$, risulta nella essere in corrispondenza dell'asse dei pali; pertanto la prima sezione dell'impalcato sollecitata alla massima azione di taglio risulta essere quella a filo interno del muro di spalla. A favore di sicurezza si esegue comunque la verifica per la sezione $x = 0.00\text{m}$.

Nella sezione di appoggio la precompressione non risulta essere ancora efficace e pertanto la verifica è relativa ad una sezione in cemento armato ordinario.

V_{sdu}	310	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	55	N/mm^2
f_{ck}	45	N/mm^2
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm^2
bw	30	cm
d	65.00	cm
Asl	16.08	cm^2
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	45.00	gradi
$\text{ctg}\theta$	1.00	
θ_{imposto}	45.00	gradi
Asw	2.26	cm^2
passo staffe	8	cm
f_{cd}	25.500	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1.676	N/mm^2
f_{yd}	391.304	N/mm^2
σ_{cp}	0.0000	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	121.344	kN



$V_{Rd,min}$	88.752	kN
$\rho_{sw,min}$	0.001193	
$S_{l,max}$	48.75	cm
$A_{sw,min}$	1.744	$cm^2/S_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	1118.813	kN
V_{Rsd}	646.679	kN
V_{Rd}	646.679	kN

8.13. SOLETTA : VERIFICHE

Si esegue la verifica allo S.L.U. a flessione per la sezione massimamente sollecitata.

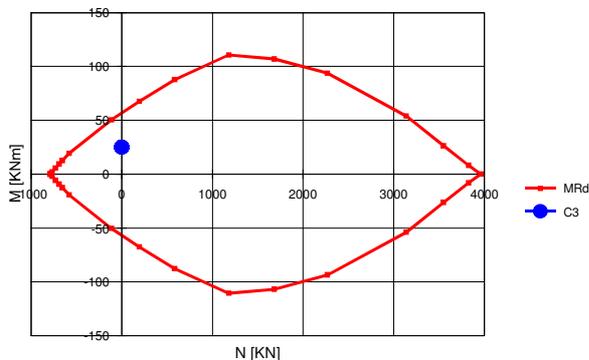
Si considera una striscia di soletta di larghezza pari ad 100cm e spessore pari a 20cm armata con barre $\Phi 16$ sia superiormente che inferiormente.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar, a toolbar, and several data input fields. The main window displays a cross-section diagram of a slab with a width of 100 cm and a height of 20 cm. The software is set to verify the section at the ultimate limit state (S.L.U.) using the 'Metodo n' method. The material properties for concrete (C28/35) and steel (B450C) are defined. The design moment is 56.8 kNm, and the design axial force is 0 kN. The software calculates the required reinforcement area and provides a summary of the design parameters.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10.05	5
			2	10.05	15

Materiali	B450C	C28/35
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	15.87 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
		τ_{c1} 1.971

Design parameters:
 M_{xRd} 56.8 kNm
 N_{xRd} 0 kN
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.114 ‰
 d 15 cm
 x 4.162 x/d 0.2775
 δ 0.7868





AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggio-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI – SOTTOVIA SVINCOLO E INTERCONNESSIONE

SST03-SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI REGGIOLO ROLO-PROLUNGAMENTO SOTTOPASSO SP43 MOGLIA

Sottovia – Relazione di Calcolo

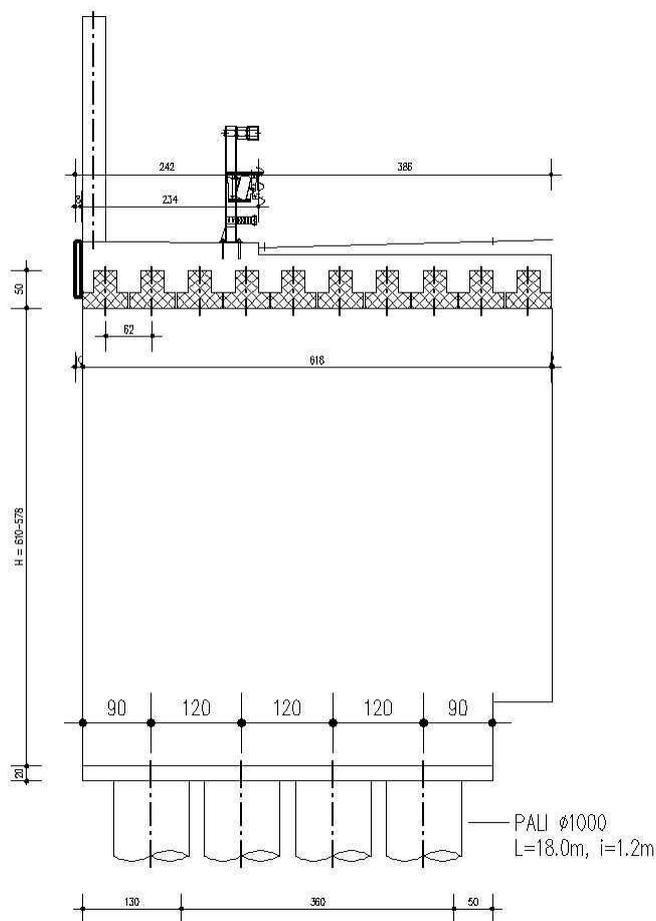
9. ANALISI DELLE STRUTTURE DI CONTENIMENTO DEL TERRENO E DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi e le verifiche strutturali e geotecniche delle strutture che realizzano il contenimento del terreno ed al tempo stesso svolgono la funzione di fondazione. La struttura in parola viene assimilata ad una paratia vincolata in sommità dall'impalcato stesso.

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del programma di calcolo Paratie.

9.1. GEOMETRIA DELLE STRUTTURE

La paratia analizzata presenta la seguente geometria.



La paratia risulta formata da un tratto in elevazione a parete di spessore 1.6m ed avente altezza massima pari a 6.1m, e da un tratto in fondazione costituito da una fila di 4 pali $\Phi 1000$, di lunghezza 18.0m e posti ad interasse di 1.2m.

9.2. AZIONI DI CALCOLO

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

I carichi caratteristici, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, verranno opportunamente combinati fra loro.

9.2.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³

La soletta superiore presenta uno spessore variabile. Nei calcoli si è considerato uno spessore medio equivalente pari a 0.8m.

9.2.2. Spinta del terreno

La paratia risulta essere soggetta alla spinta del terreno, principalmente per il tratto costituito da materiale da rilevato.

Le condizioni di spinta vengono automaticamente generate dal programma di calcolo in funzione dell'entità degli spostamenti.

In condizioni statiche, l'altezza massima spingente risulta essere pari a 7.1m. In condizioni sismiche, invece, l'altezza massima spingente risulta essere pari a 5.7m in quanto, in fase definitiva, il terreno a valle paratie viene riportato alla quota del piano stradale attuale.

9.2.3. Azione variabile da traffico stradale

Come da Normativa si è considerato lo schema di carico 1, relativamente alla corsia n.1: carico uniformemente distribuito $q_{1k}=9\text{kPa}$ su una larghezza di 3.0m e carico tandem 2 $Q_{1k}=300\text{kN}$.

9.2.4. Azione longitudinale da frenamento

Secondo quanto prescritto dalla Normativa, nel caso in oggetto l'azione di frenamento risulta pari a $Q_3=395\text{kN}$. Tale azione è assunta uniformemente distribuita lungo tutto l'impalcato e per la larghezza della corsia.

9.2.5. Azioni sismiche

Per il calcolo dell'incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro si considera il coefficiente di spinta attiva sismico valutato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

Nel caso in esame si assume un coefficiente di deformabilità $\alpha = 0.8$ e, trattandosi di una struttura rigida, si assume un coefficiente di spostamento $\beta = 1.0$.

Pertanto si ottiene la seguente accelerazione di progetto:

$$a_h = 0.8 \times 1.0 \times 0.303g = 0.243g$$

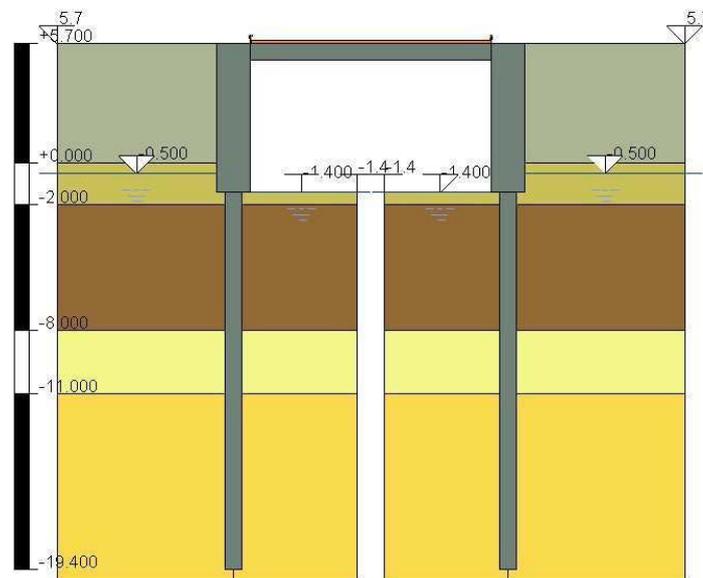
9.3. FASI DI CALCOLO

La modellazione segue le reali fasi di realizzazione dell'opera. Sono state modellate le seguenti fasi di calcolo:

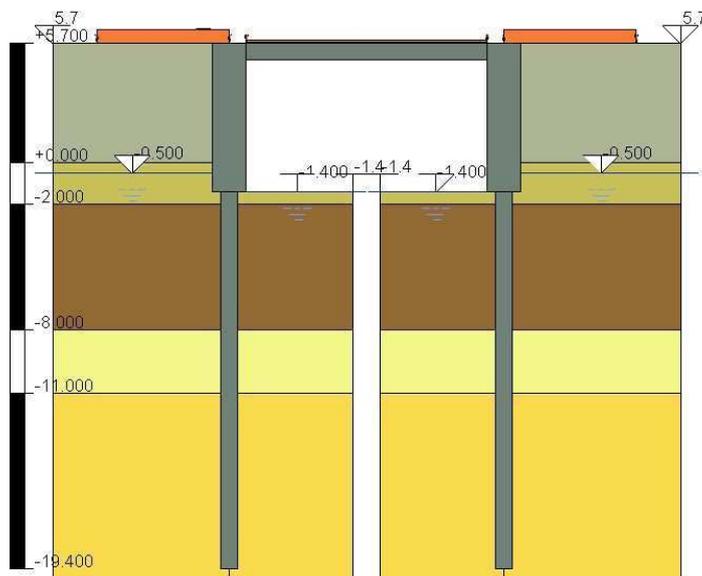
1. Inizializzazione dello stato di sforzo geostatico.
2. Pres-scavo per realizzazione pali a quota -1.4m.
3. Realizzazione impalcato.
4. Realizzazione rilevato a tergo paratie.
5. Applicazione dei carichi da traffico come variabili principali e dell'azione di frenatura come variabile secondario: tandem a tergo della paratia di sinistra.
6. Applicazione dei carichi da traffico come variabili principali e dell'azione di frenatura come variabile secondario: tandem sulla soletta.
7. Applicazione dei carichi da traffico come variabili principali e dell'azione di frenatura come variabile secondario: tandem a tergo della paratia di destra.
8. Applicazione dell'azione di frenatura come variabile principale e dei carichi da traffico come variabili secondari: tandem a tergo della paratia di sinistra.
9. Applicazione dell'azione di frenatura come variabile principale e dei carichi da traffico come variabili secondari: tandem sulla soletta.
10. Applicazione dell'azione di frenatura come variabile principale e dei carichi da traffico come variabili secondari: tandem a tergo della paratia di destra.
11. Analisi in condizioni sismiche: applicazioni delle inerzie e dell'incremento della spinta sismica del terreno verso destra, riduzione del coefficiente di spinta passivo del terreno, tandem a tergo della paratia di sinistra.
12. Analisi in condizioni sismiche: applicazioni delle inerzie e dell'incremento della spinta sismica del terreno verso destra, riduzione del coefficiente di spinta passivo del terreno, tandem sulla soletta.

13. Analisi in condizioni sismiche: applicazioni delle inerzie e dell'incremento della spinta sismica del terreno verso destra, riduzione del coefficiente di spinta passivo del terreno, tandem a tergo della paratia di destra.

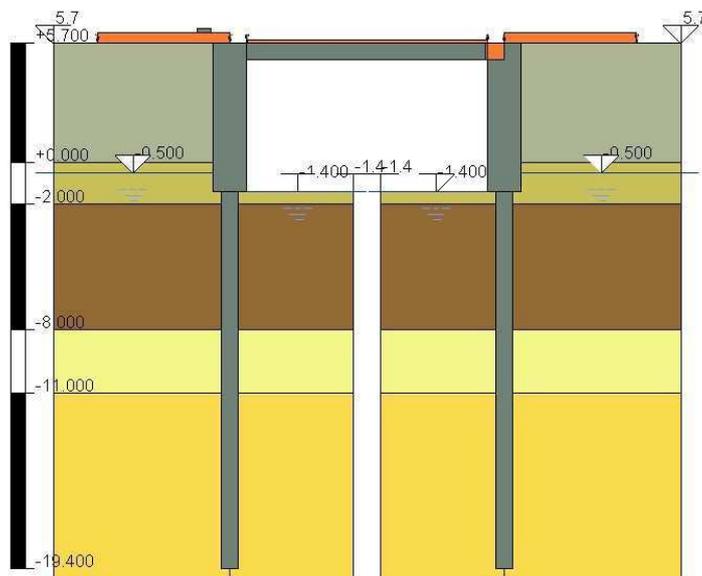
Di seguito si riporta lo schema del modello nella fasi più significative.



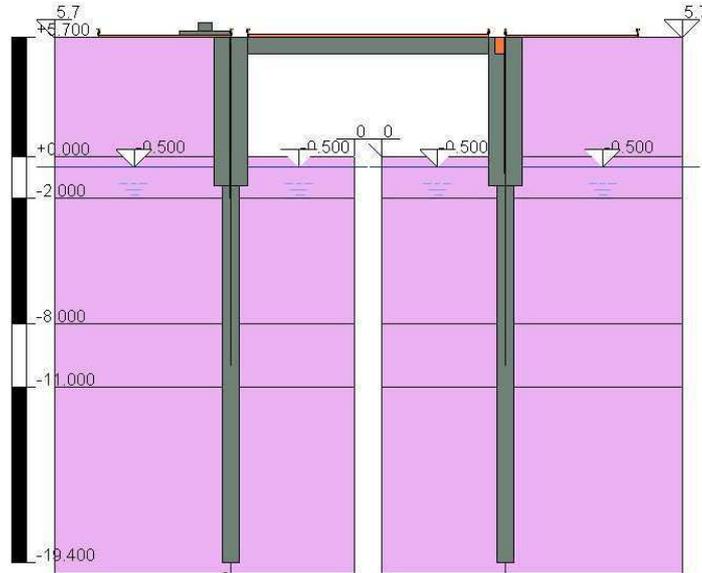
Configurazione modello allo step 4



Configurazione modello allo step 5



Configurazione modello allo step 8



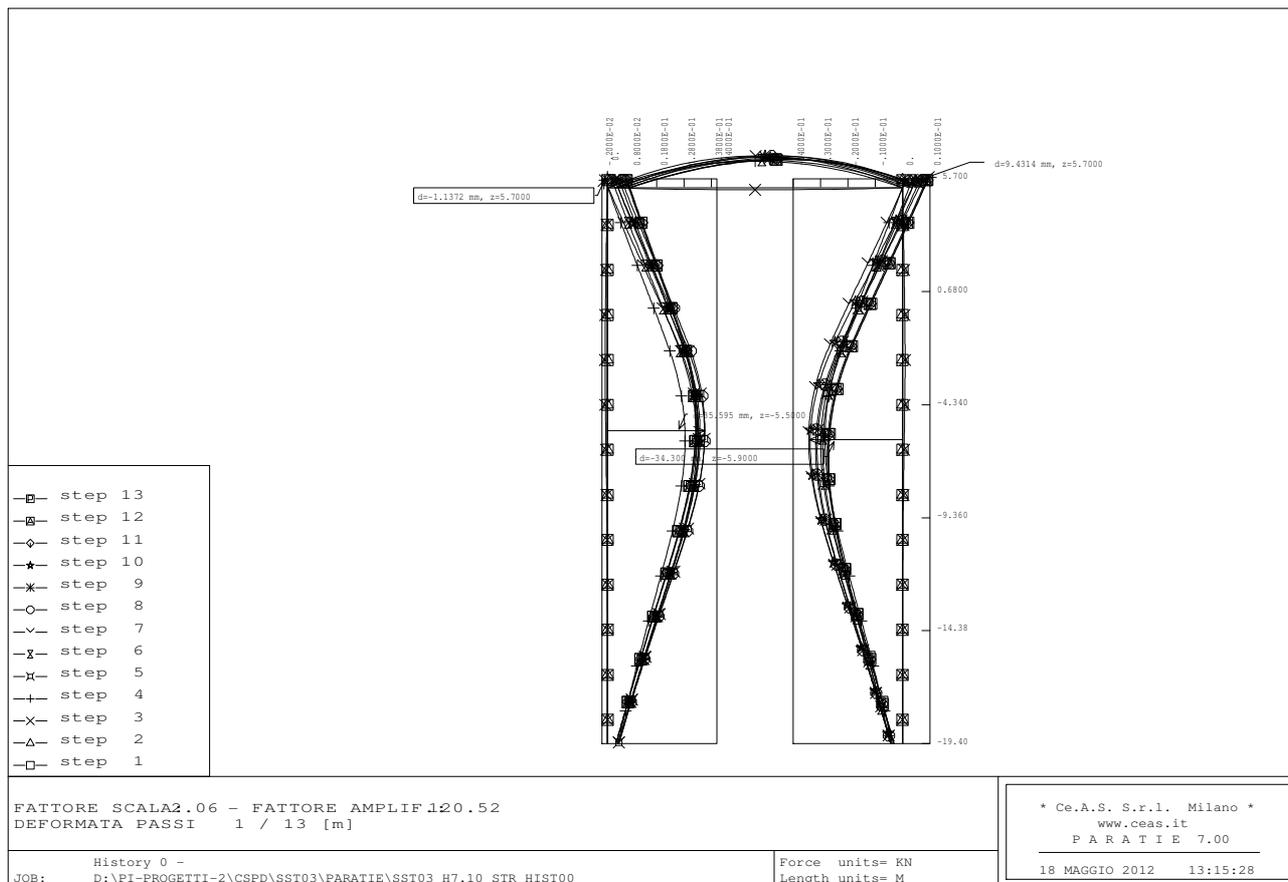
Configurazione modello allo step 11

9.4. RISULTATI ANALISI

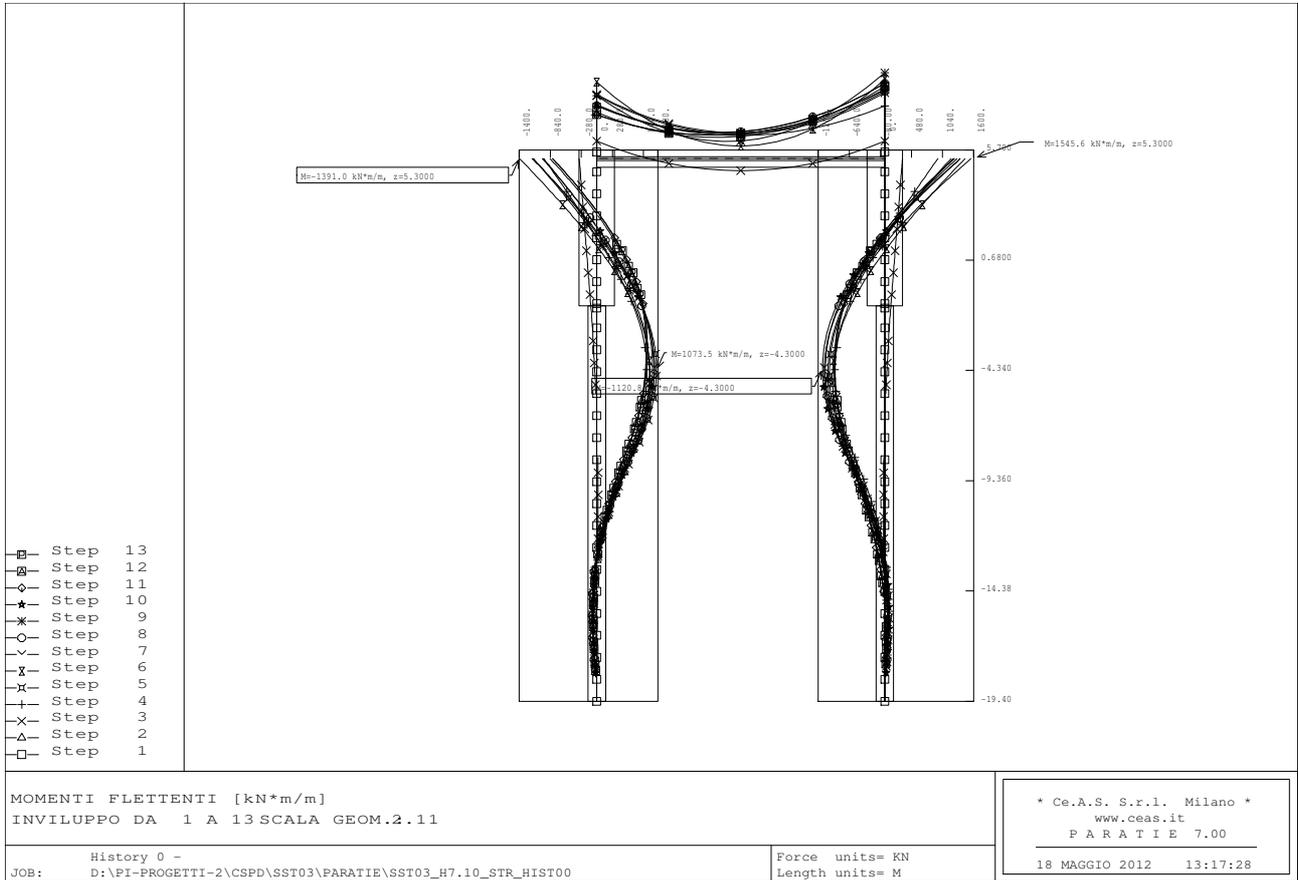
Nei paragrafi seguenti si riassumono le sollecitazioni massime agenti sull'elevazione e sui pali per le combinazioni SLU e SLE più significative.

Si noti che mentre le sollecitazioni sull'elevazione sono fornite per metro lineare di lunghezza, quelle sui pali sono fornite sul singolo palo.

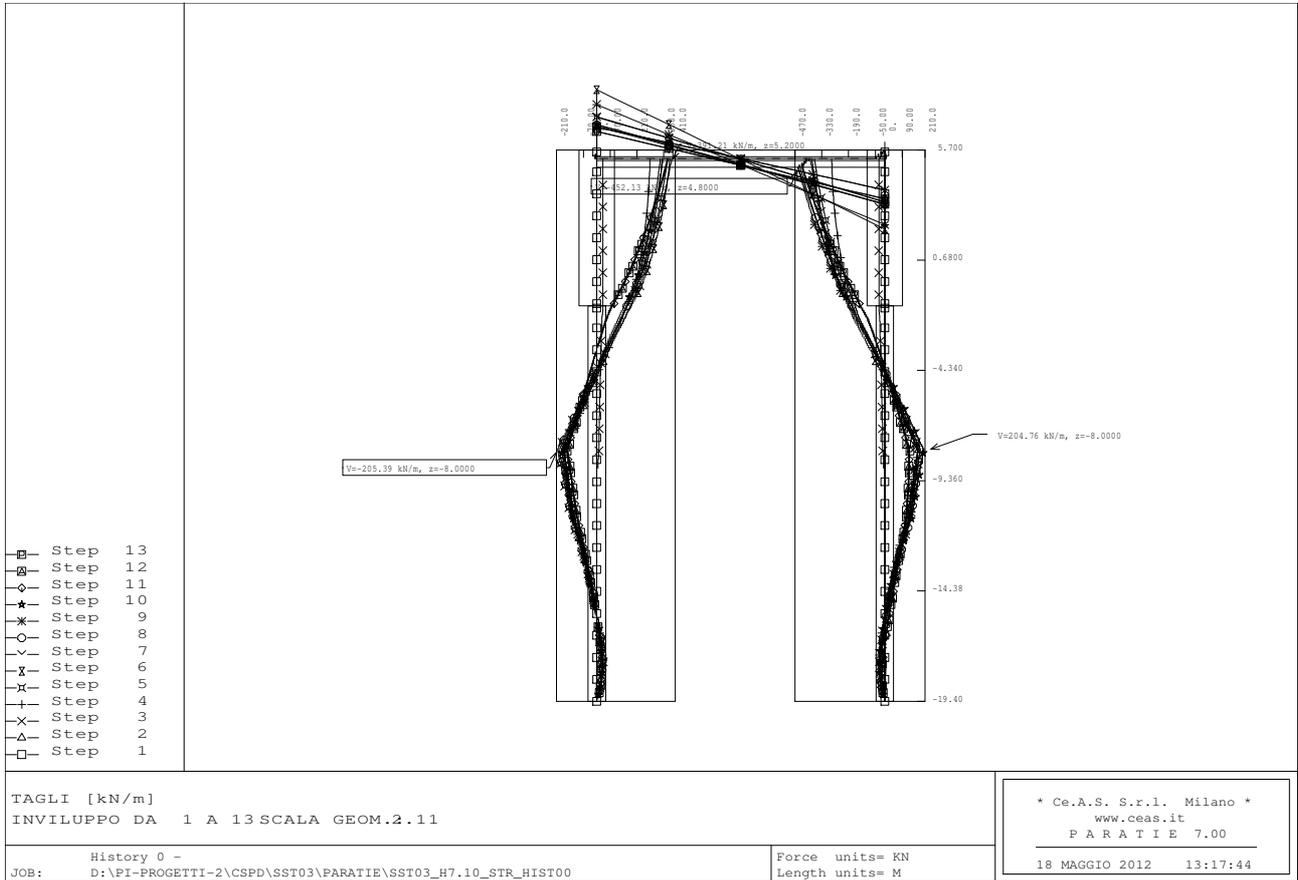
Di seguito si riportano i diagrammi dell'andamento degli spostamenti, del momento flettente e del taglio lungo le paratie in tutte le fasi di calcolo analizzate.



Andamento degli spostamenti lungo le paratie



Andamento del momento flettente lungo le paratie



Andamento del taglio lungo le paratie

9.4.1. Elevazione

SISMA		
M (kNm)	N _{min} (kN)	T (kN)
1135	186	431

SLU-STR Mmax		
M (kNm)	N _{min} (kN)	T (kN)
1857	186	604

SLE - RARA	
M (kNm)	N _{max} (kN)
1375	315

SLE - FREQUENTE	
M (kNm)	N _{min} (kN)
1182	186

SLE - QP	
M (kNm)	N _{min} (kN)
844	186

9.4.2. Pali

SISMA		
M (kNm)	N _{min} (kN)	T (kN)
1098	628	191

SLU-STR		
M (kNm)	N _{min} (kN)	T (kN)
1816	628	334

SLE - RARA	
M (kNm)	N _{max} (kN)
1346	828

SLE - FREQUENTE	
M (kNm)	N _{min} (kN)
1254	628

SLE - QP	
M (kNm)	N _{min} (kN)
1085	628

9.5. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei pali per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche strutturali verranno condotte con riferimento alle sollecitazioni più gravose ottenute nei due casi di barriere analizzati, in quanto i pali risultano ugualmente armati.

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 che determinano 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. Il. 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 per le strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

strutture in ambiente ordinario (elevazione e pali) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

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

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

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

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche 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. Elevazione

9.5.1.1 Verifica a presso-flessione

Di seguito si riassumono le verifiche a presso-flessione SLU e SLE per le combinazioni di carico più significative. Si considera una sezione di larghezza unitaria ed altezza pari a 1.6m, armata con $\Phi 26/10$ in zona tesa e $\Phi 26/10$ in zona compressa.

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_x , M_y e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto M_x , M_y assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	186.00	1135.0000	0.0000	P	553.23	3375.8680	0.0000	0.340	OK
				M	25040.40	1133.4740	0.0000	0.010	
				N	186.00	3120.4900	0.0000	0.360	
2	186.00	1857.0000	0.0000	P	322.06	3215.4350	0.0000	0.580	OK
				M	23861.85	1855.1200	0.0000	0.010	
				N	186.00	3120.4900	0.0000	0.590	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	186.00	1857.0000	0.0000	P	322.06	3215.4350	0.0000	0.580	OK
1	186.00	1135.0000	0.0000	M	25040.40	1133.4740	0.0000	0.010	OK
2	186.00	1857.0000	0.0000	N	186.00	3120.4900	0.0000	0.590	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 15.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	1375.0000	0.0000	315.00	-4.17	0.28	158.66	0.44	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	1182.0000	0.0000	186.00	0.20	0.49	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11.25$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	844.0000	0.0000	186.00	-2.56	0.23	0.00	0.00	

9.5.1.2 Verifica a taglio

Si esegue la verifica con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria ed altezza pari a 1.6m, armata a taglio con staffe $\Phi 16/20$.

V_{sdu}	604	kN
M_{sdu}	1857	kNm
N_{sdu}	186	kN
bw	100	cm
d	151.20	cm
Asl	53.09	cm ²
c	8.80	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	19.38	gradi
ctg θ	2.84	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	4.02	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1166	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	536.862	kN
$V_{Rd,min}$	447.826	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000889	
$s_{l,max}$	60.00	cm
$A_{sw,min}$	5.333	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	3042.369	kN
V_{Rsd}	3042.369	kN
V_{Rd}	3042.369	kN

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

9.5.2. Pali

9.5.2.1 Verifica a presso-flessione

Di seguito si riassumono le verifiche a presso-flessione SLU e SLE per le combinazioni di carico più significative. I pali hanno diametro 1.00m e sono armati con 36 barre longitudinali $\Phi 28$.

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	628.00	1098.0000	0.0000	P	1688.67	2952.4790	0.0000	0.370	OK
				M	16174.21	1097.4050	0.0000	0.040	
				N	628.00	2816.4970	0.0000	0.390	
2	628.00	1816.0000	0.0000	P	991.70	2867.7130	0.0000	0.630	OK
				M	13420.70	1815.9970	0.0000	0.050	
				N	628.00	2816.4970	0.0000	0.640	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
2	628.00	1816.0000	0.0000	P	991.70	2867.7130	0.0000	0.630	OK
2	628.00	1816.0000	0.0000	M	13420.70	1815.9970	0.0000	0.050	OK
2	628.00	1816.0000	0.0000	N	628.00	2816.4970	0.0000	0.640	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 15.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360.00$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	1346.0000	0.0000	828.00	-12.79	0.85	219.94	0.61	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
4 OK	1254.0000	0.0000	628.00	0.34	0.86	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11.25$ kN/m (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	1085.0000	0.0000	628.00	-10.29	0.91	0.28	0.94	

9.5.2.2 Verifica a taglio

I pali sono armati a taglio con armatura elicoidale $\Phi 12$ passo 20cm.

V_{sdu}	334	kN
M_{sdu}	1816	kNm
N_{sdu}	628	kN
Φ	100	cm
bw	90.00	cm
he	60.74	cm
d	50.64	cm
Asl	221.6	cm ²
c	10.10	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	14.66	gradi
ctg θ	3.82	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.1725	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	408.272	kN
$V_{Rd,min}$	245.906	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000889	
$s_{l,max}$	37.98	cm
$A_{sw,min}$	3.038	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	770.324	kN
V_{Rsd}	770.324	kN
V_{Rd}	770.324	kN

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

9.6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI PORTANZA

Le verifiche geotecniche vengono eseguite con riferimento alle curve di portanza assiale riportate nella Relazione Geotecnica specifica dell'opera in oggetto di cui al rif. [4].

9.6.1. Analisi dei carichi

Dui seguito si riportano i carichi considerati ai fini dei calcoli delle azioni assiali agenti sui pali.

L'impalcato, la pavimentazione, l'elevazione ed i carichi variabili da traffico determinano in fondazione un carico assiale centrato ($N_{\text{centr.}}$) ed un carico assiale decentrato ($N_{\text{decentr.}}$). La fondazione risulta essere pertanto soggetta anche ad un momento flettente, che induce un incremento (o un decremento) di sforzo assiale sul palo più esterno.

I carichi riportati sono quelli agenti su 1 fila di 4 pali $\Phi 1000$.

Impalcato

$$N_{\text{centr.}} = (25 \cdot 4.18 \cdot 14.6) / 2 = 763 \text{ kN}$$

$$N_{\text{decentr.}} = (25 \cdot 0.55 \cdot 14.6) / 2 = 100.5 \text{ kN} \quad (\text{braccio}=3.1\text{m}, M = 311.6 \text{ kNm}, N^+ = 78\text{kN})$$

Pavimentazione

$$N_{\text{centr.}} = (22 \cdot 0.46 \cdot 14.6) / 2 = 74 \text{ kN}$$

$$N_{\text{decentr.}} = (22 \cdot 0.16 \cdot 14.6) / 2 = 26 \text{ kN} \quad (\text{braccio}=3.1\text{m}, M = 80.6 \text{ kNm}, N^+ = 20.2\text{kN})$$

Elevazione

$$N_{\text{centr.}} = 25 \cdot 34.02 \cdot 1.6 = 1361 \text{ kN}$$

$$N_{\text{decentr.}} = 25 \cdot 4.2 \cdot 1.6 = 168 \text{ kN} \quad (\text{braccio}=3.1\text{m}, M = 520.8 \text{ kNm}, N^+ = 130.2\text{kN})$$

Barriera sicurezza

$$N_{\text{centr.}} = (2 \cdot 14.6) / 2 = 15 \text{ kN}$$

Barriera antirumore

$$N_{\text{centr.}} = (1 \cdot 14.6) / 2 = 7.5 \text{ kN}$$

Variabili da traffico

$$N_{\text{centr.}} = (9 \cdot 2.2 \cdot 14.6) / 2 + (600 \cdot 5.4) / 6.2 = 667 \text{ kN}$$

$$N_{\text{decentr.}} = (9 \cdot 0.8 \cdot 14.6) / 2 + (600 \cdot 0.8) / 6.2 = 131 \text{ kN} \quad (\text{braccio}=3.1\text{m}, M = 406.1 \text{ kNm}, N^+ = 101.6\text{kN})$$

9.6.2. Sollecitazioni assiali

Le azioni sopra riportate, opportunamente combinate secondo i criteri riportati nel capitolo "Criteri di calcolo", portano ai seguenti valori massimi delle azioni assiali agenti in testa palo.

Combinazione	N_{max} (kN)
SLU-STR	1565
SLU-GEO	1205
SISMA	1160

9.6.3. Verifica di capacità portante assiale

Seguendo le indicazioni riportate nella Relazione Geotecnica dell'opera specifica di cui al rif. [4], la verifica di capacità portante del palo singolo è risultata essere sempre la più gravosa, e quindi dimensionante, rispetto a quella del gruppo di pali. Quest'ultima pertanto viene omessa.

9.6.3.1 Verifica del palo singolo

Con riferimento alle curve di portanza a compressione riportate nella Relazione Geotecnica dell'opera specifica di cui al rif. [4], per un palo di diametro 1.00m e lunghezza 18.00m si ottengono le seguenti resistenze di progetto:

PALO Φ1000 – L=18.00m		
Combinazione	N_{s,d} (kN)	R_{c,d} (kN)
SLU-STR (A1+M1+R1)	1565	2237
SLU-GEO (A2+M1+R2)	1205	1533
SISMA (A1+M1+R3)	1160	1928

La verifica risulta soddisfatta.