



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



Regione Lombardia

Provincia di Milano

Legge n. 345/97

Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale
all'aeroporto di Malpensa 2000

(CONVENZIONE DEL 29.10.1999)

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta
e la Tangenziale ovest di Milano
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

D - OPERE D'ARTE MAGGIORI

TRATTA C : ALBAIRATE - OZZERO
PO02 - Roggia Ticinello (Progr.Km 3+120)
Ponte Roggia Ticinello: relazione di calcolo

Revisioni	Controllato	Approvato	Data :Dicembre 2008.....	Scala :-.....
			Agg.to :Novembre 2014.....	All.to n.D.12.4.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



errevia s. r. l.
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

.....
.....

Visto
La Direzione Centrale Progettazione :
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto
Il Responsabile del Procedimento :
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

INDICE

1. INTRODUZIONE.	4
2. NORMATIVA E MATERIALI.	6
2.1 Normativa adottata.	6
2.2 Caratteristiche dei materiali.	7
2.3 Durabilità del calcestruzzo.	9
2.4 Stratigrafia.	10
3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.	12
4. ANALISI DEI CARICHI.	13
4.1 Peso Proprio.	13
4.2 Carichi permanenti.	13
4.3 Distorsioni applicate.	14
4.4 Carichi accidentali:	14
5. COMBINAZIONI DI CARICO	17
6. MODALITÀ DI VERIFICA.	18
6.1 Elementi in c.a. – Verifiche a presso-flessione SLU.	18
6.2 Verifiche a taglio SLU.	19
6.2.1 <i>Sezioni prive di armatura trasversale.</i>	19
6.2.2 <i>Sezioni con armatura trasversale.</i>	19
6.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione.	20
6.4 Stato limite delle tensioni in esercizio.	20
7. STATICA LOCALE.	21
7.1 Fase 1 – campi a sbalzo.	21
7.1.1 <i>Analisi dei carichi.</i>	21
7.1.2 <i>Dimensionamento.</i>	21
7.2 Fase 1 – campi interni.	22
7.2.1 <i>Analisi dei carichi.</i>	22
7.2.2 <i>Dimensionamento.</i>	22
7.3 Fase 2.	23

7.3.1	<i>Analisi dei carichi</i>	23
7.3.2	<i>Modello di calcolo</i>	24
7.3.3	<i>Dimensionamento</i>	26
7.3.4	<i>Verifiche agli SLU</i>	26
7.3.5	<i>Verifiche agli SLE</i>	28
8.	STATICA GLOBALE	32
8.1	Riepilogo fasi costruttive.....	32
8.2	Modelli di calcolo	34
8.3	Modalità di applicazione dei carichi.	34
8.4	Dimensionamento e verifiche.	37
8.4.1	<i>Dimensionamento delle travi</i>	37
8.4.2	<i>Verifiche SLU</i>	38
8.4.3	<i>Verifiche agli SLE</i>	40
9.	AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	42
10.	VERIFICA DELLE SPALLE	46
10.1	Dati geometrici e di carico.	47
10.2	Riepilogo armature.	50
10.3	Verifiche SLU.....	51
10.4	Verifiche SLE.....	60
11.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	63
11.1	Capacità portante.	63
11.2	Verifica SLU del palo.	65
12.	CONCLUSIONI	68

1. INTRODUZIONE.

Si considera un'opera di scavalco da realizzarsi nell'ambito dei lavori per il collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, tratto Albairate – Ozzero. Il ponte copre una luce di calcolo uguale a 30m

La sede stradale include una carreggiata con due corsie di marcia e banchine, di larghezza complessiva 10.5m (misure in retto); sono presenti marciapiedi di servizio, realizzati con un ringrosso della soletta; a questi marciapiedi sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche bordo ponte a tripla onda in acciaio. L'asse della carreggiata è rettilineo e forma un angolo di 82° rispetto al profilo delle spalle.

Il sistema strutturale scelto è quello delle travi a cassone accostate con sezione in calcestruzzo armato precompresso. Le travi sono appoggiate su spalle mediante dispositivi di vincolo tradizionali. Un solo allineamento contiene gli appoggi fissi, mentre l'altro contiene appoggi unidirezionali sulle travi vicine alla mezzeria e appoggi mobili sulle travi laterali. Il comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali si configura pertanto come segue: per carichi trasversali (vento, azione centrifuga) reagiscono gli appoggi su tutti gli allineamenti, per carichi longitudinali (sisma, frenatura, attrito dei vincoli) reagisce un solo allineamento. In particolare, per quanto riguarda l'azione sismica, si segnala che non è stato introdotto alcun sistema di isolamento dell'impalcato in virtù della bassa sismicità locale.

L'impalcato è realizzato per mezzo di 4 travi a cassone accostate. Tali elementi, di altezza 125 cm, hanno forma differente a seconda che si trovino nella zona centrale oppure sui due bordi. Le travi centrali, dotate di cassone di forma rettangolare con dimensioni esterne 135cmx125cm, sono caratterizzate da un'ala inferiore larga 249 cm. Le travi di bordo sono costituite da cassoni di forma trapezia con basi 135cm e 175cm e altezza 125cm; l'ala inferiore è in questo caso larga 192 cm. Accostando fra loro gli elementi si realizza una sezione chiusa inferiormente da una controsoletta formata dalle ali inferiori delle travi prefabbricate. Le travi impiegate sono in calcestruzzo armato precompresso, a cavi pretesi rettilinei, con luce di calcolo di 30 m; la lunghezza complessiva è di 31 m.

La costruzione del ponte avverrà in linea di massima seguendo le fasi costruttive descritte nel seguito. Le fondazioni a sostegno dell'impalcato sono gettate in opera, con plinto di fondazione sostenuto da un gruppo di pali accostati ϕ 1000. Si disporranno quindi gli apparecchi di appoggio, per mezzo dei quali le travi sono appoggiate alle sottostrutture. Le

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.

Acciaio per cemento armato ordinario.

Barre a aderenza migliorata, classe B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yt} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.15) $f_d = 391 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
- Modulo di Young $E_S = 210000 \text{ MPa}$

Acciaio per c.a.p.

Trefoli da 0.5” stabilizzati al rilassamento.

- Tensione caratteristica all’1% $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1900 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.15) $f_d = 1452 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E_p = 196000 \text{ MPa}$

- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- - Tensioni ammissibili:
 - stato iniziale $\sigma_{spi} \leq 0.9 f_{p(1)k} = 1503 \text{ MPa}$
 - in esercizio $\sigma_{sp} \leq 0.8 f_{p(1)k} = 1336 \text{ MPa}$
- - Caduta di tensione max a 1000 h 2.20%
- - Caduta di tensione max a 2000 h 2.50%
- - Caduta di tensione estrapolata a tempo infinito 5.20%

Calcestruzzo per le travi prefabbricate.

Calcestruzzo di classe C45/55.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 55 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 36400 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Resistenza caratteristica al momento della tesatura dei cavi
 - $R_{ckj} > 48 \text{ MPa}$
- Tensioni limite in esercizio
 - iniziali a compressione $\sigma_c = -0.7 f_{ckj} = -27.9 \text{ MPa}$
 - comb. rara a compressione: $\sigma_c = -0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa}$
 - comb. quasi perm. a compressione: $\sigma_c = -0.45 f_{ck} = -20.2 \text{ MPa}$
- Tensione limite per evitare la formazione delle fessure:
 - a trazione $\sigma_c = f_{ctm}/1.2 = 0.3 (f_{ck})^{2/3} = 3.16 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per la soletta.

Calcestruzzo di classe C32/40.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 40 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 18.1 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 33600 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per le sottostrutture.

Calcestruzzo di classe C28/35.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per i pali di fondazione.

Calcestruzzo di classe C25/30.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

2.3 DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO.

Si riportano le specifiche costruttive inerenti alla durabilità del materiale calcestruzzo. Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1.

Per quanto riguarda il **calcestruzzo della soletta**, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è esposta ad umidità moderata e all'attacco da gelo-disgelo in presenza diretta di agenti disgelanti. Si considera quindi la classe XC4-XD1-XF4 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento ≤ 0.45
- classe di resistenza $\geq \text{C32/40}$
- dosaggio cemento $\geq 360 \text{ kg/m}^3$
- contenuto di aria $\geq 3\%$
- aggregati conformi a UNI EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

Passando al **calcestruzzo delle travi**, si considera la classe XC4 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento ≤ 0.50

- classe di resistenza \geq C32/40
- dosaggio cemento \geq 340 kg/m^3

Infine, per il **calcestruzzo delle sottostrutture e fondazioni**, si considera la classe XC2 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento \leq 0.60
- classe di resistenza \geq C25/30
- dosaggio cemento \geq 300 kg/m^3

2.4 STRATIGRAFIA.

I calcoli delle fondazioni sono basati sui seguenti parametri geotecnici.

Dato che la quota di imposta dei pali (q.i.p.) si trova a circa 112.55 m s.l.m., la stratigrafia di progetto deve essere impostata come segue:

STRATO 1 - sino a 1.80 m sotto la q.i.p.

Sabbia con ghiaia

Angolo di attrito interno: 31.8°

Peso specifico: 18.5 kN/m³.

STRATO 2 - sino a 6.85 m sotto la q.i.p.

Sabbia limosa

Angolo di attrito interno: 34.5°

Peso specifico: 19.0 kN/m³.

STRATO 3 - sino a 35 m sotto la q.i.p.

Sabbia

Angolo di attrito interno: 34.5°

Peso specifico: 19.0 kN/m³.

La falda si attesta a circa 2 m sotto il p.c., cioè proprio in corrispondenza della q.i.p.

3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2008).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio, la cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sottoforma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più

significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

4. ANALISI DEI CARICHI.

Si riportano in generale i carichi considerati agenti sulla struttura. Nel seguito, esaminando le diverse parti e considerando le fasi costruttive, si indicherà quali dei seguenti carichi si applicano al fine del calcolo delle azioni interne.

4.1 PESO PROPRIO.

Vengono considerati nei calcoli i seguenti contributi.

Si considera il peso proprio dei seguenti elementi strutturali:

- travi prefabbricate (20.27 kN/m per l'elemento centrale, 18.58 kN/m per gli elementi laterali)
- soletta (6.25 kN/m^2 in corrispondenza delle carreggiate, 10 kN/m^2 altrove)
- traversi (15.6 kN/m)

4.2 CARICHI PERMANENTI.

Si considerano i seguenti contributi.

- Pavimentazione

La pavimentazione ha spessore medio di 10 cm e peso specifico $\gamma_{mass} = 22 \text{ kN/m}^3$. Il peso per unità di superficie, che grava sulla soletta, è quindi:

$$q_{pavim} = 0.1 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

- Cordoli prefabbricati

Basandosi sulla prevedibile geometria dei cordoli si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{cord} = 1.3 \text{ kN/m}$$

- Barriera metallica (guard-rail e rete di protezione)

Basandosi sulla prevedibile geometria del guard-rail e della rete di protezione si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{gr} = 1.5 \text{ kN/m}$$

4.3 DISTORSIONI APPLICATE.

Si considerano gli effetti primari e secondari di

- Ritiro (ε_2)

Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, per spessore mai inferiore a 300mm, si ottiene la seguente quota di ritiro per essiccamento:

$$\varepsilon_{cd\infty} = 0.165 \cdot 10^{-3}$$

La parte di ritiro autogeno vale:

$$\varepsilon_{ca\infty} = 0.055 \cdot 10^{-3}$$

ottenendo quindi una contrazione finale:

$$\varepsilon_{r\infty} = 0.22 \cdot 10^{-3}$$

- Viscosità (ε_4)

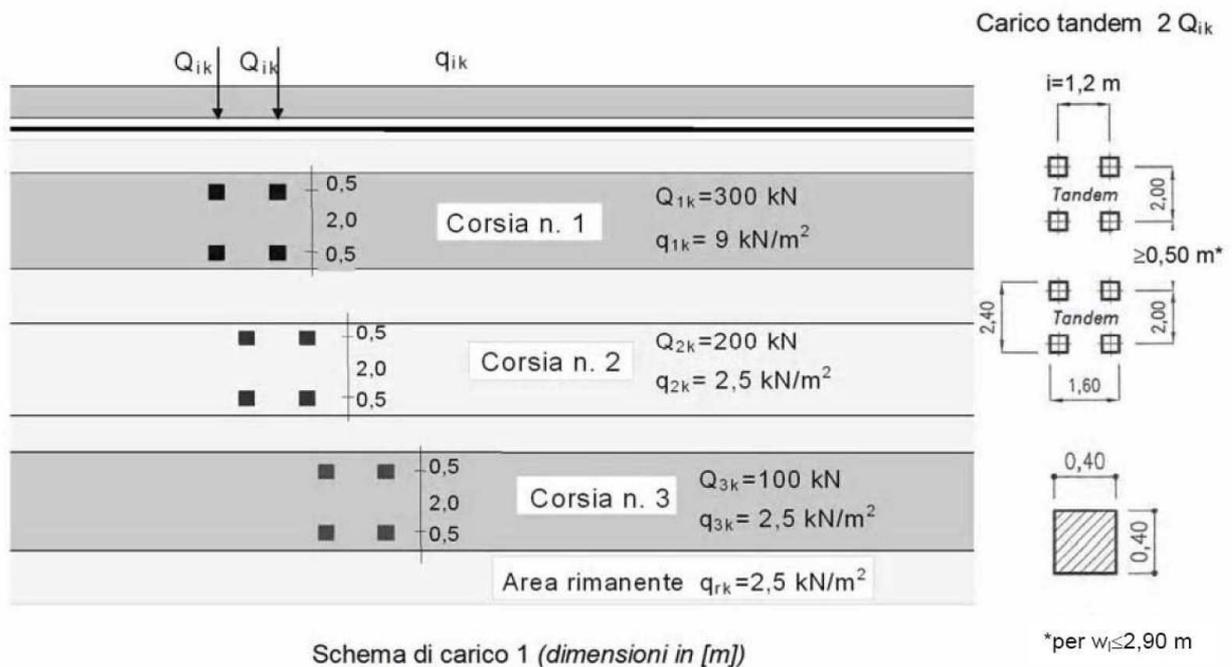
Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, si ottiene il coefficiente finale di viscosità:

$$\phi_{\infty} = 2$$

4.4 CARICHI ACCIDENTALI:

- Carichi mobili q_1

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



La disposizione delle colonne sarà differente a seconda del tipo di verifica da effettuare, come meglio specificato nel seguito.

La circolare esplicativa del DM2008 indica le modalità di applicazione dei carichi accidentali per i rilevati situati a tergo delle spalle da ponte. Tale procedura può essere applicata, per estensione, alla struttura in esame. Il carico verticale distribuito è dato dalla somma del carico di 9 kN/m^2 , che secondo la normativa deve essere distribuito su tutta la colonna, più il carico equivalente al mezzo da 600 kN . Questo valore equivalente si calcola partendo da una zona di applicazione del carico di forma rettangolare con lati $2,2 \text{ m}$ e 3 m . L'area di distribuzione del carico si amplia secondo un angolo di diffusione di 30° . Ad ogni quota di affondamento corrisponde una differente area di diffusione ed un diverso carico distribuito. Il valore equivalente è dato dalla media del carico distribuito sull'altezza della parete. Per esempio, svolgendo i calcoli per un muro di $8,40 \text{ m}$, si può ottenere il valore di un carico uniforme equivalente di:

$$q_{acc\ sp} = 29,65 \text{ kN/m}^2.$$

- Azione orizzontale di frenamento q_3

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_{L,L} \leq 900 \text{ kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico q_{1k} . Il valore finale sarà esplicitato in sede di verifica.

- Azione orizzontale dovuta al vento q_5

Si considera solo il vento trasversale rispetto al ponte. Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo la normativa, in vista delle caratteristiche oro-geografiche del sito.

CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

v0	25 m/s
qb	0.39063 kN/m ²
Altezza z	10 m
kr	0.19
z0	0.05 m
zmin	4 m
ce	2.35229
cp	1
cd	1.5
q	1.37829 kN/m ²

La pressione così calcolata si applica sull'altezza dell'impalcato metallico, più lo spessore della soletta più la superficie dei carichi transitanti sul ponte, assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza 3m. L'azione del vento si scarica integralmente sulle travi collegate agli appoggi fissi.

- Azione sismica q_6

L'azione sismica è calcolata considerando lo spettro di risposta elastica per una struttura caratterizzata da vita utile uguale a 100 anni e coefficiente di utilizzo uguale a 2. Si considera lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, secondo quanto indicato nella parte di normativa sismica relativa ai ponti, ottenendo quindi un tempo di ritorno di 1900 anni. Si considera un suolo di tipo D con caratterizzazione topografica T1. I corrispondenti parametri che consentono la definizione dello spettro sono:

Accelerazione massima - a_g/g	0.058
Fattore di amplificazione - F_0	2.814
Periodo tipico - T_c (s)	0.317
Amplificazione stratigrafica - S_s	1.800
Traslazione stratigrafica - C_c	2.200
Amplificazione topografica - S_t	1.000

- Resistenza passiva dei vincoli q_7

Considerando le caratteristiche tecnologiche dei dispositivi di appoggio più comunemente utilizzati, si assume che le resistenze passive siano uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

- Urto di un veicolo in svio q_8

Si considera una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche, secondo quanto prescritto dalla normativa sui ponti, si devono considerare le seguenti combinazioni dei carichi:

VERIFICHE AGLI SLU

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
EQU 1	1.1	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 2	1.1	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 3	1.1	1.5	1.5	1.2	0	0	1.5	0	1.5	1.5	0.72
STR 1	1.35	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 2	1.35	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 3	1.35	1.5	1.5	1.2	0	0	1.5	0	1.5	1.5	0.72
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0.6

VERIFICHE AGLI SLE

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
RARA 1	1	1	1	1	1	0	0.6	0	1	1	0.6
RARA 2	1	1	1	1	0.75	1	0.6	0	1	1	0.6
RARA 3	1	1	1	1	0	0	1	0	1	1	0.6
FREQ 1	1	1	1	1	0.75	0	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 2	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 3	1	1	1	1	0.	0	0.2	0	1	0.75	0.5
Q.PERM	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0.5

Nota: nelle combinazioni EQU3, STR3, RARA3, FREQ3 il carico accidentale non è applicato sul ponte ma sul rilevato a tergo delle spalle.

I valori delle azioni interne, calcolate con il modello strutturale indicato in precedenza e combinate secondo la tabella qui riportata, sono stati impiegati per eseguire le verifiche descritte nei prossimi paragrafi.

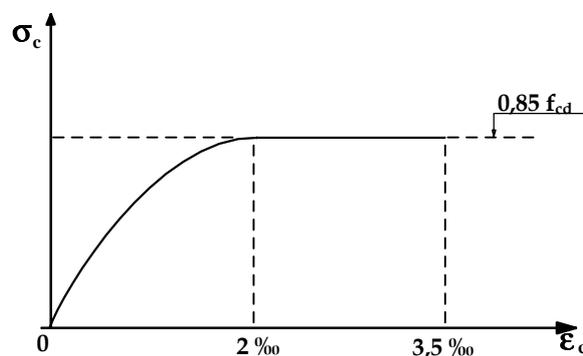
6. MODALITÀ DI VERIFICA.

6.1 ELEMENTI IN C.A. – VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE SLU.

Il calcolo dei diagrammi di interazione azione assiale (N) - momento flettente (M) è effettuato rispettando le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a -0.0035 nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a -0.002 quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione massima dell'armatura tesa $+0.01$.

Per quanto riguarda il diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo, si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa -0.002 , l'estremità del segmento ha ascissa uguale a -0.0035 . L'ordinata massima del diagramma è pari a $0.85 f_{cd}$.



Il valore di resistenza di progetto f_{cd} si ricava applicando il coefficiente riduttivo di sicurezza 1.5 alla resistenza caratteristica cilindrica.

Il diagramma di calcolo dell'acciaio ordinario si deduce dal diagramma caratteristico (assunto elastico-perfettamente plastico) effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto 1/1.15.

Le verifiche sono effettuate per via grafica, disegnando in ogni sezione la curva di interazione N-M e rappresentando su tale piano i valori di azione assiale e momento flettente risultanti dall'analisi strutturale in tutti gli elementi finiti inclusi nelle zone di verifica. Poiché tali punti risultano sempre interni alla curva di interazione, la verifica allo stato limite ultimo per presso-flessione è superata.

6.2 VERIFICHE A TAGLIO SLU.

6.2.1 Sezioni prive di armatura trasversale.

Nel caso in cui gli elementi siano sprovvisti di armature trasversali, il taglio ultimo si calcola con la seguente formula, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / 1.5 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione(in mm).

6.2.2 Sezioni con armatura trasversale.

Nell'effettuare le verifiche a taglio si considera che le staffe contribuiscano al meccanismo resistente. Il valore del taglio ultimo è il minore tra quello relativo alla crisi delle diagonali compresse in calcestruzzo e quello riferito al collasso delle staffe. Il primo valore si ricava con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0.90 b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

in cui compare la resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$. Il coefficiente maggiorativo α_c si ottiene come segue:

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse;

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.25$

$\alpha_c = 1.25$ per $0.25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.5$

Per quanto riguarda il collasso delle staffe, il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale al seguente valore:

$$V_{Rsd} = 0.90 (A_{sw}/s) \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{ sen}\alpha$$

In tale espressione A_{sw} è l'area delle staffe poste all'interasse s .

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

α è l'inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo, presa in modo che risulti $\text{ctg}\theta = 2$.

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

6.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

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

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento iperbolico.

L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace".

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

6.4 STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.

In accordo con quanto previsto dalla normativa, il calcolo delle tensioni è stato eseguito tenendo conto dell'effetto della precompressione e adottando un coefficiente di omogeneizzazione dipendente dai valori dei moduli di Young per i diversi materiali e dal coefficiente di viscosità (per carichi di lungo periodo). Le verifiche sono riassunte in tabelle.

7. STATICA LOCALE.

In questo paragrafo si descrive il procedimento seguito per dimensionare la soletta. In primo luogo si individuano due fasi costruttive. La Fase 1 consiste nel getto del calcestruzzo fresco sulle predalles prefabbricate, che fungono da cassero perso. Le predalles hanno la funzione di sostenere il peso del calcestruzzo fluido, oltre al proprio peso. A maturazione completata (Fase 2) la soletta acquista ruolo strutturale e deve essere in grado di sopportare tutti i carichi, inclusi il peso proprio e quello delle predalles. Le operazioni effettuate nel seguito faranno sempre riferimento ad una porzione di soletta profonda un metro.

7.1 FASE 1 – CAMPI A SBALZO.

7.1.1 *Analisi dei carichi.*

E' agente solo il peso proprio. Si considera l'estremo più caricato in fase costruttiva, cioè quello su cui grava interamente il marciapiede ringrossato. In corrispondenza di tale zona lo spessore è 40 cm, per cui il carico è:

$$q_{pp}^1 = 0.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m/m}$$

7.1.2 *Dimensionamento.*

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo "trave" delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave a sbalzo di luce 1.52m. Le azioni interne sono localizzate all'attacco dello sbalzo e valgono (in combinazione SLU):

$$M = -15.59 \text{ kNm/m}$$

$$V = 20.42 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa. Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 15 cm (distanza tra corrente teso e compresso)
- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 16 al metro
- Corrente inferiore (compresso) 6 Ø 14 al metro

- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 172 \text{ MPa}$$

7.2 FASE 1 – CAMPI INTERNI.

7.2.1 Analisi dei carichi.

E' agente solo il peso proprio. Lo spessore è 25 cm, quindi si trova:

$$q_{pp} = 0.25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m/m}$$

7.2.2 Dimensionamento.

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo cilindrico delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave semplicemente appoggiata di luce 1.25 m. Le azioni interne sono localizzate in mezzera e valgono:

$$M = 1.65 \text{ kNm/m}$$

$$V = 5.27 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa per quanto riguarda la verifica delle aste compresse con il metodo dei coefficienti χ . Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 15 cm (distanza tra corrente teso e compresso)
- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 10 al metro
- Corrente inferiore (compressa) 6 Ø 8 al metro
- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \chi \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 24.02 \text{ MPa}$$

7.3 FASE 2.

In questa fase si considera lo sbalzo con marciapiede ridotto (larghezza da 75cm) in modo da includere nel calcolo anche l'effetto dell'impronta del carico accidentale.

7.3.1 Analisi dei carichi.

Peso proprio

Identico al caso della Fase 1.

Carichi permanenti

Nella mezzera del marciapiede è situata una barriera di protezione il cui peso lineare può assumersi pari a 1.5kN/m ; bisogna inoltre considerare la presenza del cordolo, il cui peso lineare è 1.3kN/m , situato in corrispondenza dell'estremità dello sbalzo. Questi carichi sono applicati come pressioni superficiali a seguito di diffusione trasversale sulla larghezza del marciapiede (0.75 m). La pavimentazione, che fornisce una pressione superficiale uguale a 2.2kN/m^2 , si trova solo nella zona non occupata dal marciapiede.

Carichi accidentali

Si considerano le impronte dello schema di carico 2 riportato nella normativa in Figura 5.1.2, che risultano essere le più gravose per le verifiche locali. Si tratta infatti di impronte di carico di entità 200 kN ognuna, disposte nelle posizioni tali da indurre le massime sollecitazioni sullo sbalzo, in campata e sugli appoggi. E' consentito considerare la diffusione verticale del carico a 45° all'interno della pavimentazione stradale e della soletta. Le verifiche sono eseguite con riferimento ad un modello di trave; i carichi accidentali, per loro natura, inducono in realtà sollecitazioni tipo piastra. Per questo motivo, si sono effettuate analisi preliminari con modelli di piastra per valutare la larghezza collaborante delle travi. Sulla base di questo valore si sono calcolati i carichi equivalenti da applicare al modello di trave.

Si considera inoltre il carico orizzontale q_8 conseguente all'urto di un veicolo in svio contro la barriera. Tale carico è uguale a 100kN ed è applicato a 1.25m dal piano viario, su una lunghezza di 1m. Anche in questo caso le analisi preliminari con modello a piastra hanno consentito di valutare la larghezza di impalcato collaborante.

Si riassumono in tabella i carichi considerati nelle analisi.

PESO SOLETTA

Altezza carreggiata (m)

0.25

PROGETTO DEFINITIVO

<i>Altezza marciapiedi (m)</i>	0.4
PESO SULLA CARREGGIATA (kN/m)	6.25
PESO SUI MARCIAPIEDI (kN/m)	10

CARICHI PERMANENTI

<i>Spessore pavimentazione (m)</i>	0.1
PESO MASSICCIATA (kN/m)	2.2
PESO GUARD RAIL (x4) (kN)	1.5
PESO CORDOLI (x2) (kN)	1.3

CARICHI ACCIDENTALI

<i>Larghezza marciapiede all'estremo caricato (m)</i>	0.75
Dimensione trasversale impronta (m)	1.05
Dimensione longitudinale impronta (m)	0.8
Larghezza di impalcato collaborante	0.80
Carico concentrato (kN)	200
CARICO DISTRIBUITO EQUIVALENTE (kN/m)	238.10

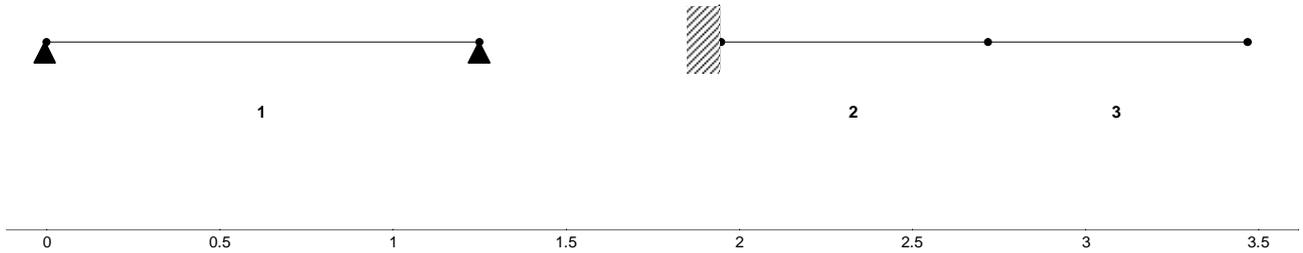
URTO VEICOLO IN SVIO

<i>Forza concentrata (kN)</i>	100
<i>Altezza dall'asse soletta (m)</i>	1.25
<i>Lunghezza di azione (m)</i>	1
Larghezza di impalcato collaborante	2.8
MOMENTO CONCENTRATO EQUIVALENTE (kNm)	44.6429
FORZA CONCENTRATA EQUIVALENTE (kNm)	35.7143

7.3.2 Modello di calcolo.

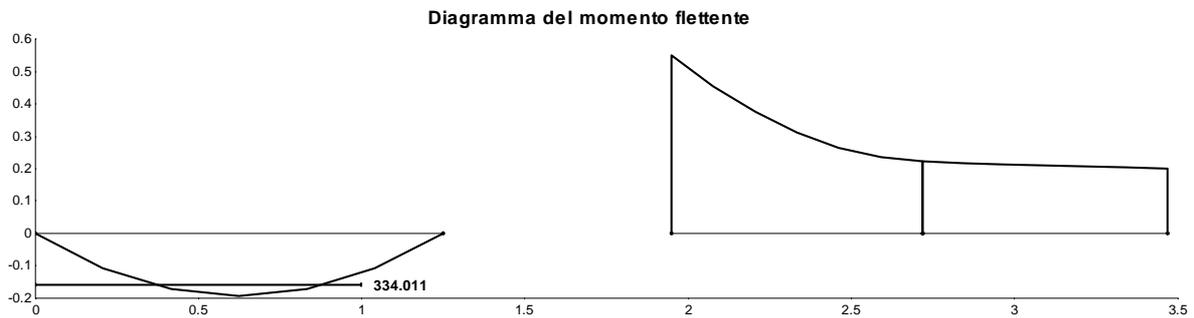
I campi di soletta sono modellati come travi indipendenti: si considera una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza dei campi interni ed una trave a sbalzo all'estremità. L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa. La struttura è risolta adottando il metodo degli spostamenti, che consente di ottenere la soluzione esatta di telai più volte iperstatici.

La seguente figura contiene il modello di calcolo per la struttura, evidenziando la posizione dei vincoli e la numerazione degli elementi di trave (a cui si farà riferimento nelle verifiche).

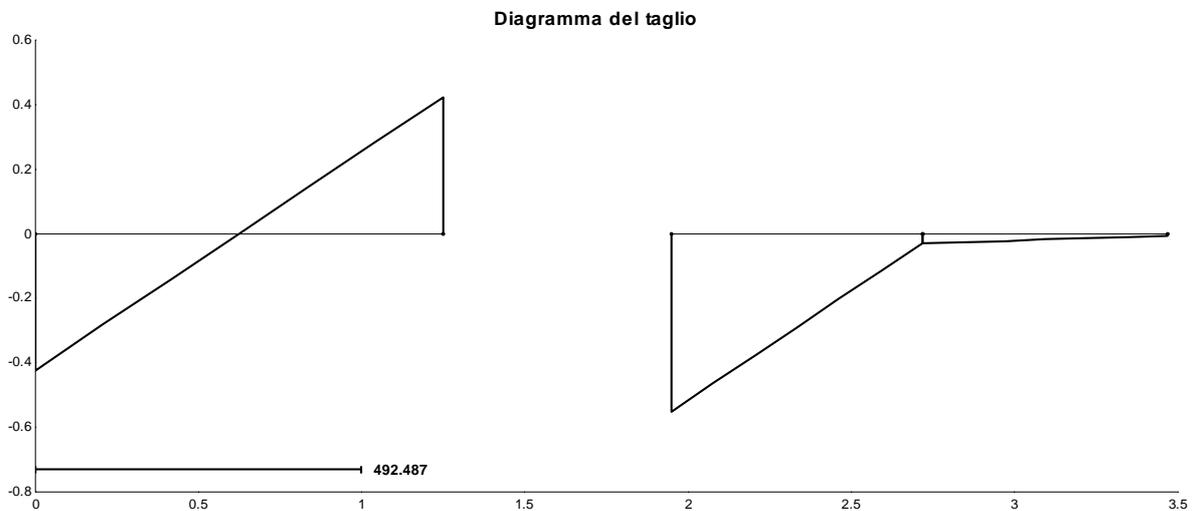


Si riportano i risultati sotto forma di diagrammi di involuppo delle azioni interne, riferendosi per brevità solo al caso delle combinazioni per le verifiche agli SLU. La combinazione appartiene alla classe STR1 Le unità di misura sono: kN per azione assiale e taglio, kNm per momento flettente.

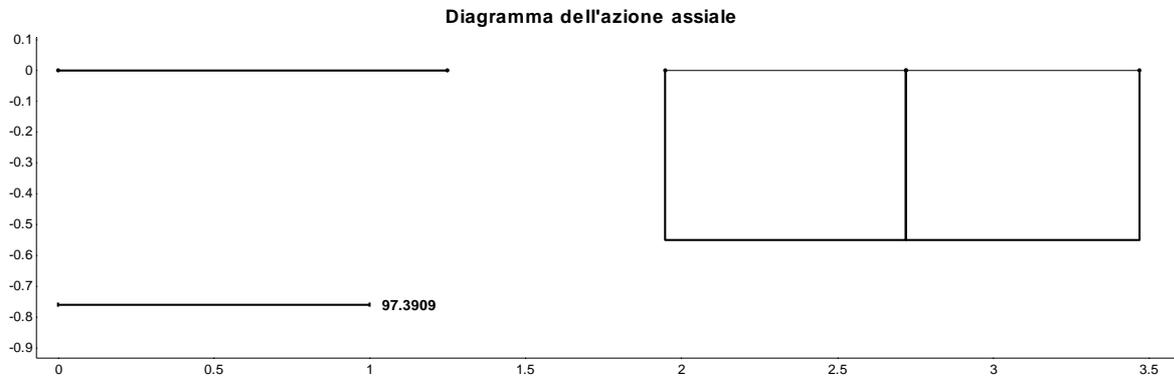
Momento flettente



Taglio



Azione assiale



7.3.3 Dimensionamento.

Le sollecitazioni calcolate possono essere sopportate entro i limiti delle tensioni ammissibili assumendo un'armatura disposta come segue:

- Armatura principale – sbalzo:

Armatura superiore: 5 Ø 26 al metro (copriferro 3.5 cm)

Armatura inferiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 7 cm)

- Armatura principale – altrove:

Armatura superiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 3.5 cm)

Armatura inferiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 7 cm)

Non si considerano staffe.

7.3.4 Verifiche agli SLU

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

Diagramma di interazione M-N - elset Sbalzo

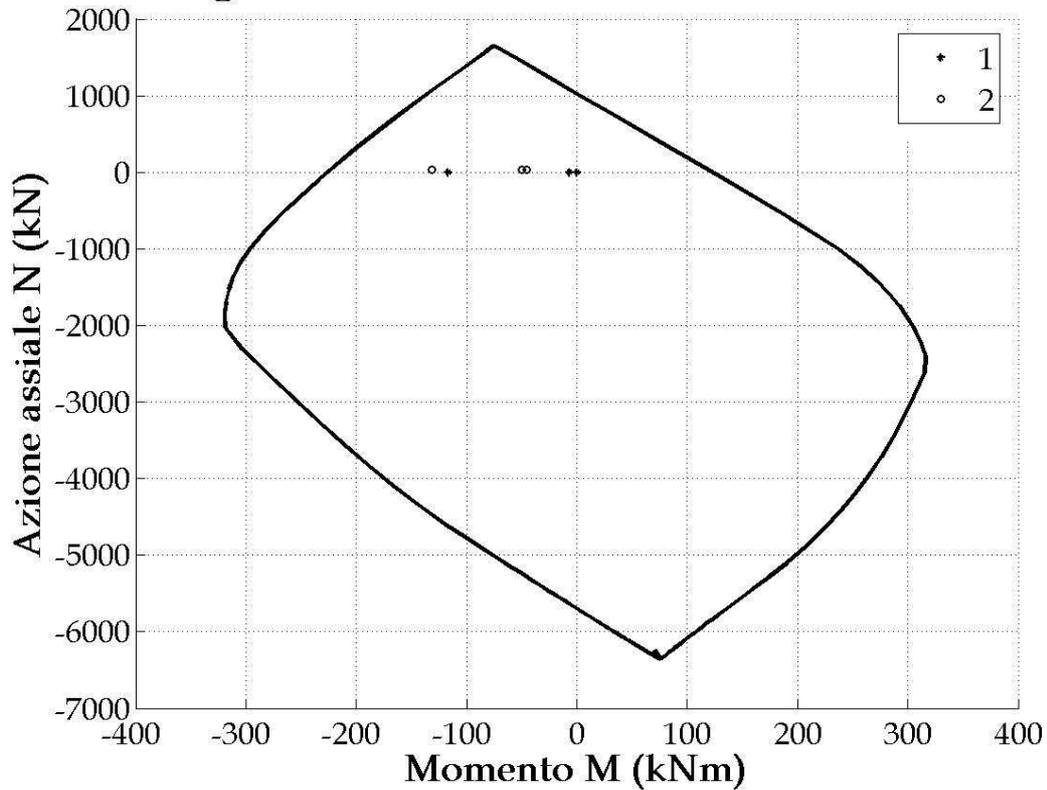
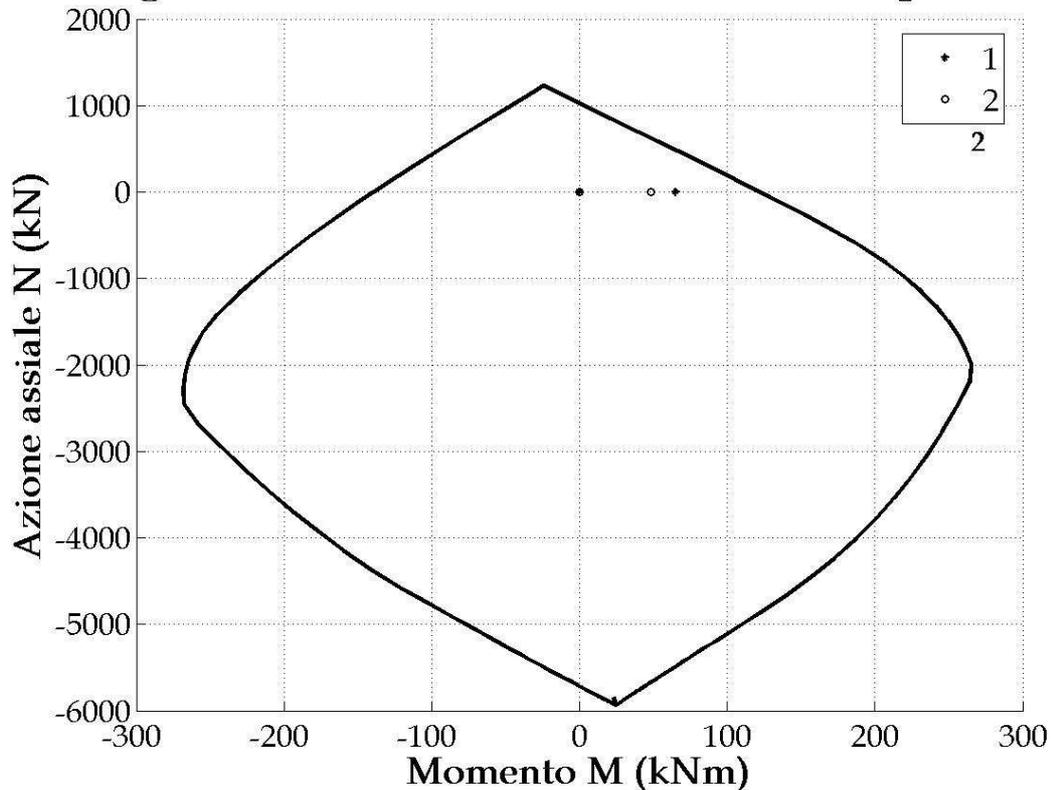


Diagramma di interazione M-N - elset CampoInterno



D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica a taglio - elset Sbalzo

Elemento n. 2		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	183.57*	184.74	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	14.33	184.74	OK

* taglio ridotto per effetto arco

Elemento n. 3		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	14.33	184.74	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	4.20	184.74	OK

Verifica a taglio - elset CampoInterno

Elemento n. 1		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	124.94*	155.10	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	-124.94*	155.10	OK

* taglio ridotto per effetto arco

7.3.5 Verifiche agli SLE

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset Sbalzo

PROGETTO DEFINITIVO

Elemento n. 2						
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 1	-15.35	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione F1 (frequente)						
Estremo 2	-4.91	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 2	-4.91	0.00	0.0000	0.2000	OK	

Elemento n. 3						
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.	
Combinazione F1 (frequente)						
Estremo 1	-4.91	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 1	-4.91	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione F1 (frequente)						
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset
CampoInterno

Elemento n. 1						
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.	
Combinazione F1 (frequente)						
Estremo 1	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 1	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione F1 (frequente)						
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione QP (quasi perm.)						
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK	
Combinazione F1 (frequente)						
Ascissa 0.63	36.53	0.00	0.0886	0.2000	OK	

PROGETTO DEFINITIVO

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset Sbalzo

Elemento n. 2		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-130.57	35.71	-10.04	-19.92	239.27	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-15.35	0.00	-1.20	-14.94	27.52	360.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-49.55	35.71	-3.72	-19.92	94.05	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-4.91	0.00	-0.38	-14.94	8.81	360.00	1.00	OK

Elemento n. 3		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-49.55	35.71	-3.72	-19.92	94.05	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-4.91	0.00	-0.38	-14.94	8.81	360.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-44.64	35.71	-3.33	-19.92	85.25	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	360.00	1.00	OK

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset CampoInterno

Elemento n. 1		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano

Tratta C: Albairate-Ozzero

PROGETTO DEFINITIVO

Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-0.00	0.00	-0.00	-19.92	0.00	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	360.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-0.00	0.00	-0.00	-19.92	0.00	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	360.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Ascissa 0.63		48.15	0.00	-4.75	-19.92	160.89	360.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi perm.)									
Ascissa 0.62		1.65	0.00	-0.16	-14.94	5.51	360.00	1.00	OK

8. STATICA GLOBALE.

8.1 RIEPILOGO FASI COSTRUTTIVE.

Ai fini del calcolo delle caratteristiche geometriche delle travi, dell'analisi delle sollecitazioni e, infine, delle verifiche sezionali, bisogna considerare con attenzione le situazioni transitorie che si prevede la struttura debba sopportare nel processo costruttivo.

Le fasi si succedono nella seguente maniera:

- Fase 1 – Posa in opera delle travi in calcestruzzo armato precompresso.

In questa fase si considerano le travi soggette al peso proprio e alla precompressione. La sezione reagente è costituita dalla sola trave con trefoli di acciaio omogeneizzati. I carichi agenti si possono quindi riassumere come segue:

Peso proprio.

Presollecitazione.

La trave è presollecitata con trefoli pre-tesi. Ogni trefolo viene teso ad una tensione iniziale che vale:

$$\sigma_{spi} = 1350 \text{ MPa}$$

I carichi equivalenti alla presollecitazione si possono ricavare con semplicità essendo note le caratteristiche geometriche della trave e la posizione dei trefoli.

- Fase 2 – Sconto prima parte delle perdite lente.

Lo schema statico è ancora quello di trave singola appoggiata e la sezione reagente comprende la sola trave in calcestruzzo precompresso con trefoli omogeneizzati. In questa fase si sconta il 50% delle perdite lente, che si possono riassumere come segue:

Perdite lente – cavi pretesi.

La tensione nell'acciaio di presollecitazione diminuisce nel tempo per motivi legati al ritiro del calcestruzzo, allo scorrimento viscoso di quest'ultimo ed al rilassamento dell'acciaio. La Normativa consente di valutare le diverse componenti anche in assenza di dati sperimentali precisi sui materiali.

La deformazione per ritiro nel calcestruzzo è uguale a 0.00022, per cui la perdita nell'acciaio per ritiro è:

$$\Delta\sigma_{ss} = E_s \varepsilon_{cs} = 43.12 \text{ MPa}$$

La deformazione a lungo termine per viscosità è invece uguale alla deformazione elastica (in corrispondenza del singolo cavo) nel calcestruzzo per i carichi permanenti, moltiplicata per il coefficiente $\phi_{\infty} = 2$. Questo tipo di perdita è quindi

$$\Delta\sigma_{sf} = 2.5 \cdot E_s \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right)$$

e va calcolata diversamente per ogni cavo e ogni sezione, con un processo iterativo che porta infine alla coincidenza tra il valore assunto inizialmente e il valore effettivo della tensione nel calcestruzzo sotto carichi permanenti.

Nel complesso le perdite legate alla deformazione nel tempo del calcestruzzo sono:

$$\Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_{ss} + \Delta\sigma_{sf}$$

La perdita per rilassamento vale:

$$\Delta\sigma_{r\infty} = 82.8 \text{ MPa}$$

Per tenere in conto l'interazione tra rilassamento e deformazioni del calcestruzzo è possibile applicare la seguente formula:

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \left(1 - \frac{2.5 \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

- Fase 3 – Posa in opera della soletta.

In questa fase si effettua il getto della soletta e dei traversi in calcestruzzo. I carichi agenti sono dovuti alla soletta. La sezione reagente è ancora rappresentata dalla sola trave.

- Fase 4 – Posa in opera finiture e sconto perdite residue.

I carichi agenti sono dovuti alla pavimentazione e ai manufatti di finitura; in questa fase la soletta è da considerarsi collaborante con le travi; dal momento che si tratta di carichi di lunga durata, per tenere in conto l'effetto della viscosità nella redistribuzione tensionale, si considera un coefficiente di omogeneizzazione $n = 21$, coerentemente con quanto prescritto nella normativa e con il valore del coefficiente finale di viscosità.

- Fase 5 – Intervento dei carichi accidentali e delle variazioni termiche.

Trattandosi di carichi per loro natura di breve durata, si considera una sezione reagente costituita dalle travi con la soletta omogeneizzata, considerando un coefficiente di omogeneizzazione $n = 7$.

8.2 MODELLI DI CALCOLO

Le travi hanno andamento rettilineo e luce di calcolo uguale a 30m.

Nelle verifiche si fa riferimento esclusivamente alla trave di bordo, che risulta essere la più sollecitata dai carichi accidentali.

Nelle Fasi 1, 2 e 3 si considera la singola trave isolata, con schema di trave su due appoggi. Nelle fasi successive, il getto della soletta e dei traversi consente di considerare l'impalcato come una piastra nervata.

L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa.

8.3 MODALITÀ DI APPLICAZIONE DEI CARICHI.

Peso proprio travi

Il valore del carico, già riportato in precedenza, è:

$$q_{tr} = 18.58 \text{ kN/m}$$

Peso della soletta

Il peso della soletta, considerando il ringrosso sullo sbalzo, viene applicato considerando una distribuzione uniforme sulle travi. Si trova:

$$q_{sol} = 22.03 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti

Si considera la somma di tutti i carichi permanenti, dividendo poi equamente il risultato fra le quattro travi:

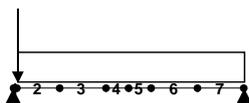
$$g_2 = 8.06 \text{ kN/m}$$

Carichi accidentali

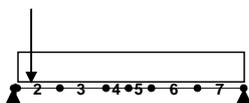
Si considerano agenti le colonne di carico così come definite nella Normativa

La disposizione longitudinale del carico sarà differente a seconda della sezione in cui si effettua la verifica:

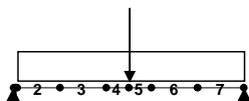
Disp. 1 - Verifica a taglio sull'appoggio:



Disp. 2 - Verifica a taglio e flessione a filo rastremazione:



Disp. 3 - Verifica a momento in campata:



Le azioni sulla trave di bordo per i soli carichi accidentali sono state calcolate applicando il metodo del Massonet. E' bene notare che in questo modo si ottiene un risultato approssimato a causa dell'inclinazione dell'impalcato. Il grado di approssimazione si può tuttavia ritenere accettabile, considerati l'entità dell'angolo di sghembo ed il fatto che si tratta di un progetto definitivo.

I parametri inerziali utilizzati nel calcolo sono i seguenti (ci si riferisce a travi e traversi in situazione definitiva, cioè con soletta collaborante):

rigidezza flessionale media delle travi: $I_p = 0.3936 \text{ m}^4$

rigidezza torsionale media delle travi: $J_p = 0.2584 \text{ m}^4$

interasse tra le travi: $i_p = 2.5 \text{ m}$

rigidezza flessionale dei traversi: $I_e = 0.2867 \text{ m}^4$

rigidezza torsionale dei traversi: $J_e = 0.06875 \text{ m}^4$

interasse tra i traversi: $i_e = 10 \text{ m}$

I parametri di rigidezza dell'impalcato sono:

$$\rho_p = \frac{E_c I_p}{i_p} = 6159840 \text{ kNm}$$

$$\gamma_p = \frac{G_c J_p}{i_p} = 1617584 \text{ kNm}$$

$$\rho_e = \frac{E_c I_e}{i_e} = 1121714 \text{ kNm}$$

$$\gamma_e = \frac{G_c J_e}{i_e} = 107594 \text{ kNm}$$

Si ricavano quindi i seguenti parametri di distribuzione trasversale:

parametro di torsione (alfa): 0.344

parametro di irrigidimento (theta): 0.262

Il calcolo secondo Massonet fornisce i seguenti risultati. Si calcolano momenti e tagli in mezzeria, a filo rastremazione (cioè a 1.5m di distanza dall'appoggio) e sull'appoggio.

ALFA 0.343748

Kalfa	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.977311	0.989628	1.001514	1.011279	1.015575	1.011279	1.001514	0.989628	0.977311
b/4	0.63234	0.727172	0.822566	0.917857	1.011279	1.099856	1.180696	1.256905	1.331696
b/2	0.294764	0.469333	0.645063	0.822566	1.001514	1.180696	1.357044	1.527847	1.6960048
3b/4	-0.03767	0.214914	0.469333	0.727172	0.989628	1.256905	1.527847	1.799737	2.0693852
b	-0.36764	-0.03767	0.294764	0.63234	0.977311	1.331696	1.696005	2.069385	2.4485341

TRAVE DI BORDO 1

e	3.75 e/b	0.75							
Kalfa	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0.75b	-0.03767	0.214914	0.469333	0.727172	0.989628	1.256905	1.527847	1.799737	2.0693852

	COL3	COL2	COL1
e/b	-0.45	0.15	0.75
Kalfa	0.5209	1.14999	1.79974

DISPOSIZIONE 1	Momento in mezzeria (kNm)	4698.915
	Taglio sull'appoggio (kN)	633.372
	Momento a filo rastremazione (kNm)	772.683

Taglio a filo rastremazione (kN) 391.821

8.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE.

8.4.1 Dimensionamento delle travi.

Sulla base delle azioni interne calcolate a seguito dell'applicazione dei succitati carichi, si è pervenuto al seguente dimensionamento:

Sezione di mezzeria

Sezione con cavi (n=6) e armatura convenzionale (n=15)

Elemento	Diam.	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d _g [*] (cm)	A*(d _g [*]) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Sez. cls		7430.00	59.90	445057.00	14590000	4.27	135716.69	14725716.69
Cavo 1	38 φ 0.6"	400.32	4.00	1601.28	0.00	-51.63	1066955.43	1066955.43
Cavo 2	14 φ 0.6"	100.08	8.00	800.64	0.00	-47.63	227006.20	227006.20
Cavo 3	2 φ 0.6"	50.04	120.00	6004.80	0.00	64.37	207365.57	207365.57
Cavo 4	0 φ 0.6"	0.00	96.00	0.00	0.00	40.37	0.00	0.00
Arm. conv.	4 φ 20	188.50	5.00	942.48	0.00	-50.63	483114.90	483114.90
		8168.94		454406.20				16710158.79
	Y _g [*]	55.63						

Sezione con soletta collaborante (n_{sol}=0.92)

Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d _g [*] (cm)	A*(d _g [*]) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Trave	8168.94	55.63	454406.20	16710158.79	-36.80	11063750.51	27773909.30
Soletta	6670.00	137.50	917125.00	224262.14	45.07	13550084.71	13774346.85
	14838.94		1371531.20				41548256.15
	Y _g [*]	92.43					

Sezione di filo rastremazione

Sezione con cavi (n=6) e armatura convenzionale (n=15)

Elemento	Diam.	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d _g [*] (cm)	A*(d _g [*]) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Sez. cls		7430.00	59.90	445057.00	14590000	3.42	86729.47	14676729.47
Cavo 1	38 φ 0.6"	266.88	4.00	1067.52	0.00	-52.48	735124.04	735124.04
Cavo 2	14 φ 0.6"	100.08	8.00	800.64	0.00	-48.48	235252.45	235252.45
Cavo 3	2 φ 0.6"	50.04	120.00	6004.80	0.00	63.52	201879.04	201879.04
Cavo 4	0 φ 0.6"	0.00	96.00	0.00	0.00	39.52	0.00	0.00
Arm. conv.	4 φ 20	188.50	5.00	942.48	0.00	-51.48	499615.90	499615.90
		8035.50		453872.44				16348600.91

$$Y_g^* = 56.48$$

Sezione con soletta collaborante ($n_{sol}=0.92$)

Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d _g [*] (cm)	A*(d _g [*]) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Trave	8035.50	56.48	453872.44	16348600.91	-36.75	10850571.02	27199171.93
Soletta	6670.00	137.50	917125.00	224262.14	44.27	13071921.32	13296183.46
	14705.50		1370997.44				40495355.39

$$Y_g^* = 93.23$$

8.4.2 Verifiche SLU.

Sezione di mezzeria

Il momento di calcolo, secondo la combinazione STR1, vale:

$$M_c = 13871.305 \text{ kNm}$$

Nel calcolo del momento ultimo si effettua una semplificazione geometrica introducendo una sezione equivalente costituita da soli rettangoli. La deformazione limite dell'acciaio preteso è uguale all'1% più la deformazione dei cavi al limite di decompressione. Si ottiene quindi quanto riportato in figura.

Titolo :			Tipo Sezione		
N° figure elementari <input type="text" value="4"/> Zoom			N° strati barre <input type="text" value="3"/> Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	289	25	1	8.34	30
2	159	14	2	16.68	137
3	28	99	3	66.72	141
4	180	14			

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U. <input type="text" value="S.L.U."/> Metodo n <input type="text" value="Metodo n"/>		<input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls	
N _{Sd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN <input type="text" value="0"/>
M _{xSd} <input type="text" value="73.59"/>	<input type="text" value="0"/> kNm		yN <input type="text" value="0"/>
M _{ySd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	Tipo rottura	
		Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali		Metodo di calcolo	
Trefolo2	C45/55	<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.-	
ϵ_{su} <input type="text" value="15.68"/> ‰	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>	<input type="radio"/> Metodo n	
f_{yd} <input type="text" value="1452"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="28.13"/>	Tipo flessione	
E_s <input type="text" value="196000"/> N/mm²	α <input type="text" value="0.85"/> ?	<input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata	
E_s/E_c <input type="text" value="6"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?	N° rett. <input type="text" value="100"/>	
ϵ_{syd} <input type="text" value="7.408"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="16"/>	<input type="text" value="0"/> cm	Col. modello
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="0"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.9333"/>	Precompresso	
	τ_{c1} <input type="text" value="2.543"/>	Predeformazione acciaio <input type="text" value="0"/> ‰	

M _{xRd} <input type="text" value="15891"/> kN m	σ_c <input type="text" value="-23.91"/> N/mm²
	σ_s <input type="text" value="1452"/> N/mm²
	ϵ_c <input type="text" value="3.019"/> ‰
	ϵ_s <input type="text" value="15.68"/> ‰
	d <input type="text" value="141.0"/> cm
x <input type="text" value="22.77"/>	x/d <input type="text" value="0.1615"/>
	δ <input type="text" value="0.7000"/>

La verifica è soddisfatta poiché il momento ultimo supera il valore di calcolo.

Sezione sull'appoggio

Il taglio di calcolo, secondo la combinazione STR1, vale:

$$T_c = 1907.13 \text{ kNm}$$

Si può verificare che il taglio ultimo, calcolato nella seguente tabella, è maggiore del taglio di calcolo.

Caratteristiche della sezione

Resistenza di progetto del calcestruzzo	f_c	(MPa)	30.43
Altezza utile della sezione	d	(cm)	112.5
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	135

Tensione di progetto dell'acciaio (staffe)	f_{ywd}	(MPa)	382.61
Area totale delle staffe	A_{sw}	(cm ²)	1.57
Passo delle staffe	s	(cm)	10
Coefficiente di ingranamento	δ	()	1

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo per crisi diagonali compresse	V_{sdu1}	(kN)	13866.19
Resistenza dell'armatura d'anima (staffe)		(kN)	608.51
Resistenza del calcestruzzo		(kN)	1950.24
Taglio ultimo per crisi traliccio	V_{sdu2}	(kN)	2558.75

8.4.3 Verifiche agli SLE.

In queste verifiche si considerano le combinazioni RARA1 e QPERM, che risultano le più significative e che conducono alle stesse azioni di calcolo. I risultati relativi alla combinazione QPERM corrispondono alla Fase4, prima che intervengano i carichi accidentali.

La verifica a fessurazione è soddisfatta perché in ogni fase la tensione massima di trazione nel calcestruzzo è inferiore alla resistenza caratteristica a trazione.

Sezione di mezzeria**Caratteristiche geometriche della sezione**

Numero trefoli	n		48	12	6
Distanza trefoli bordo inferiore	y_{sp}	(cm)	4	8	120
Area di un trefolo	A_{sp}	(cm ²)	1.39	1.39	1.39
Tiro iniziale	σ_{spi}	(MPa)	1350	1350	1350
Perdite per ritiro e viscosità	$\Delta\sigma_{s\ sf}$	(MPa)	184.5	187.0	255.5
Perdite per rilassamento	$\Delta\sigma_{s\ r}$	(MPa)	48.88	48.54	39.12
Perdite lente in percentuale	$\Delta\sigma/\sigma_{spi}$	(%)	17.29	17.44	21.82

			Solo trave	Trave+Sol
Area	A^*	(cm ²)	8168.94	14838.94
Distanza baricentro bordo inferiore	y^*	(cm)	55.63	92.43
Inerzia	I^*	(cm ⁴)	16710159	41548256
Modulo di resistenza lembo sup.	W_s^*	(cm ³)	-240871.05	-1275576.86
Modulo di resistenza lembo inf.	W_i^*	(cm ³)	300401.30	449520.87
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W_{sol}^*	(cm ³)		-721673.07
Momento statico nel baricentro	S_1^*	(cm ³)	178826.48	368165.60
Momento statico filo soletta	S_2^*	(cm ³)		325646.14

Azioni

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M_t (kN)
Peso proprio	2090.25	0.00	0.00	0.00
Precompressione	-4997.73	-12384.90	0.00	0.00
50% perdite lente su trave isolata	416.40	1097.85	0.00	0.00
Peso soletta	2478.38	0.00	0.00	0.00
50% perdite lente su trave+soletta	820.43	1097.85	0.00	0.00

PROGETTO DEFINITIVO

Carichi permanenti	906.75	0.00	0.00	0.00
Carichi accidentali	4698.92	0.00	0.00	0.00

Tensioni

		σ (MPa)	τ (MPa)	σI (MPa)	σII (MPa)
Fase 1	super.	-3.090	0.000	0.000	-3.090
	infer.	-24.840	0.000	0.000	-24.840
	baric.	-15.161	0.000	0.000	-15.161
	baric 2	-8.758	0.000	0.000	-8.758
	trefolo inf.	1206.182			
Fase 2	super.	-3.475	0.000	0.000	-3.475
	infer.	-22.110	0.000	0.000	-22.110
	baric.	-13.817	0.000	0.000	-13.817
	baric 2	-8.331	0.000	0.000	-8.331
	trefolo inf.	1105.121			
Fase 3	super.	-13.764	0.000	0.000	-13.764
	infer.	-13.859	0.000	0.000	-13.859
	baric.	-13.817	0.000	0.000	-13.817
	baric 2	-13.789	0.000	0.000	-13.789
	trefolo inf.	1150.173			
Fase 4	sup.sol.	-1.319	0.000	0.000	-1.319
	super.	-14.378	0.000	0.000	-14.378
	infer.	-9.277	0.000	0.000	-9.277
	baric. T+S	-13.049	0.000	0.000	-13.049
	baric. T	-11.547	0.000	0.000	-11.547
	trefolo inf.	1059.725			
Fase 5	sup.sol.	-6.515	0.000	0.000	-6.515
	super.	-18.062	0.000	0.000	-18.062
	infer.	1.176	0.000	1.176	0.000
	baric. T+S	-13.049	0.000	0.000	-13.049
	baric. T	-7.385	0.000	0.000	-7.385
	trefolo inf.	1119.051			

Sezione a filo rastremazione**Caratteristiche geometriche della sezione**

Numero trefoli	n	32	12	6
Distanza trefoli bordo inferiore	y_{sp} (cm)	4	8	120
Area di un trefolo	A_{sp} (cm ²)	1.39	1.39	1.39
Tiro iniziale	σ_{spi} (MPa)	1350	1350	1350
Perdite per ritiro e viscosità	$\Delta\sigma_{s\ r}$ (MPa)	264.33	257.64	70.10
Perdite per rilassamento	$\Delta\sigma_{s\ r}$ (MPa)	37.90	38.83	64.61
Perdite lente in percentuale	$\Delta\sigma/\sigma_{spi}$ (%)	22.39	21.96	9.98

		Solo trave	Trave+Sol.
Area	A^* (cm ²)	8035.50	14705.50
Distanza baricentro bordo inferiore	y^* (cm)	56.48	93.23
Inerzia	I^* (cm ⁴)	16348601	40495355
Modulo di resistenza lembo sup.	W_s^* (cm ³)	-238608.03	-1274652.49
Modulo di resistenza lembo inf.	W_i^* (cm ³)	289440.60	434358.41
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W_{sol}^* (cm ³)		-713326.64
Momento statico nel baricentro	S_1^* (cm ³)	178826.48	368165.60
Momento statico filo soletta	S_2^* (cm ³)		319848.74

Azioni

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M_t (kN)
Peso proprio	397.15	0.00	278.70	0.00
Precompressione	-3528.14	-9382.50	0.00	0.00
50% perdite lente su trave isolata	436.97	975.60	0.00	0.00

PROGETTO DEFINITIVO

Peso soletta	470.89	0.00	330.00	0.00
50% perdite lente su trave+soletta	795.48	975.60	0.00	0.00
Carichi permanenti	190.88	0.00	133.95	0.00
Carichi accidentali	772.68	0.00	633.37	0.00

Tensioni

		σ (MPa)	τ (MPa)	σI (MPa)	σII (MPa)
Fase 1	super.	1.446	0.000	1.446	0.000
	infer.	-22.494	0.000	0.000	-22.494
	baric.	-11.676	1.089	0.101	-11.777
	baric 2	-4.639	0.893	0.166	-4.805
	trefolo inf.	1220.783			
Fase 2	super.	0.828	0.000	0.828	0.000
	infer.	-19.770	0.000	0.000	-19.770
	baric.	-10.462	1.089	0.112	-10.574
	baric 2	-4.407	0.893	0.174	-4.581
	trefolo inf.	1085.206			
Fase 3	super.	-1.145	0.000	0.000	-1.145
	infer.	-18.143	0.000	0.000	-18.143
	baric.	-10.462	2.378	0.515	-10.977
	baric 2	-5.465	1.950	0.625	-6.090
	trefolo inf.	1094.103			
Fase 4	sup.sol.	-0.574	0.000	0.000	-0.574
	super.	-1.256	0.378	0.105	-1.360
	infer.	-15.209	0.000	0.000	-15.209
	baric. T+S	-4.802	2.385	0.983	-5.785
	baric. T	-8.904	2.547	0.677	-9.581
trefolo inf.	959.859				
Fase 5	sup.sol.	-1.438	0.000	0.000	-1.438
	super.	-1.862	2.165	1.425	-3.287
	infer.	-13.430	0.000	0.000	-13.430
	baric. T+S	-4.802	4.442	2.648	-7.450
	baric. T	-8.203	3.346	1.192	-9.394
trefolo inf.	969.960				

9. AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO.

Ogni trave è appoggiata agli estremi su appoggi tradizionali. Le azioni complessive scaricate su tali apparecchi sono:

Azioni verticali

Coincidono con le azioni di taglio sull'appoggio della trave.

Azioni orizzontali di frenatura

In base alla normativa si possono calcolare considerando il peso complessivo della prima colonna di carico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione longitudinale, situati sulla spalla.

Azioni orizzontali dovute al vento

Si considera una pressione calcolata come segue:

v_0 25 m/s
 q_b 0.39063 kN/m²

Altezza z 10 m
 k_r 0.19
 z_0 0.05 m
 z_{min} 4 m
 c_e 2.35229
 c_p 1
 c_d 1.5

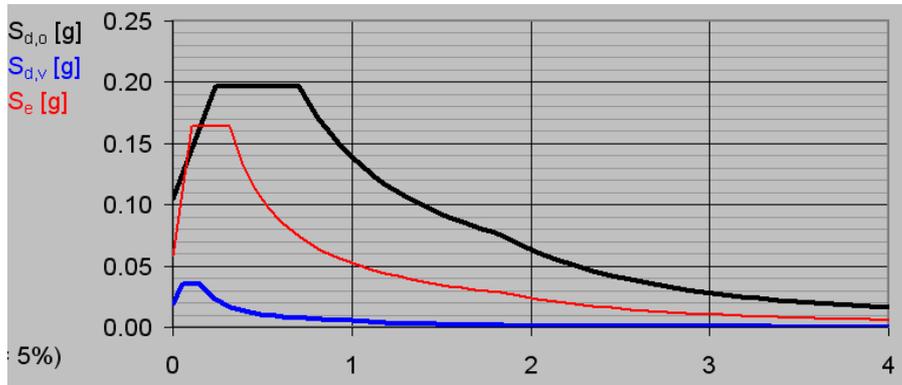
q 1.37829

La pressione è agente sulle parti strutturali e sulla colonna di traffico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione trasversale, collocati su tutti gli assi di appoggio sulle travi prossime alla mezzeraia.

Azione sismica

La struttura è situata in un comune classificato in zona 4 secondo la suddivisione ufficiale della Regione Lombardia. Considerando la regolarità della struttura è possibile utilizzare la procedura semplificata pseudo-statica per verifiche allo Stato Limite Ultimo.

Lo spettro di progetto viene calcolato considerando un fattore di struttura 1.5, valore che secondo la normativa è adeguato sia per le spalle sia per le pile. Nel calcolo dello spettro si considera una struttura di importanza strategica, con vita nominale di 100 anni e coefficiente di uso uguale a 2. Si deve pertanto considerare una probabilità di superamento del 10% ed un tempo di ritorno di 1900 anni. Il sottosuolo è di categoria D. Lo spettro di progetto si può rappresentare come segue (lo spettro di progetto, in linea più spessa, è confrontato con quello elastico per il caso di sottosuolo di categoria A):



Per il calcolo delle azioni sulle spalle, in virtù della loro grande rigidezza in direzione longitudinale, si considera il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione inerziale va applicata esclusivamente alle masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti.

Resistenze passive dei vincoli

Sono uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

I valori delle reazioni vincolari riferiti a Peso proprio, Soletta, Permanenti, Accidentali, Frenatura, Centrifuga, Vento carico, Vento Scarico, Neve, sono riportati nella seguente tabella.

AZIONI VERTICALI

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga
278.70	369.47	133.95	633.37	0	0
304.05	369.47	133.95	512.31	0	0
304.05	369.47	133.95	391.69	0	0
278.70	369.47	133.95	272.59	0	0
Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO**AZIONI LONGITUDINALI**

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga	
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	

AZIONI TRASVERSALI

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga	
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite	
0	0	0	0	0.00	0	
96.14	34.11	0	0	331.91	0	
0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	

Per quanto riguarda la disposizione degli appoggi, si è scelto di disporre gli appoggi fissi (F) e mobili trasversali (MT) in corrispondenza della spalla più bassa. Sull'altra spalla saranno disposti appoggi mobili (M) e mobili longitudinali (ML).

Riepilogo azioni sugli apparecchi di appoggio:

	VERIFICHE SLU					VERIFICHE SLE	
	STR1	STR2	STR3	SISMA LONG	SISMA TRASV	QP	FREQ
VERTICALI	1910.91	1697.15	1055.86	782.12	782.12	782.12	1257.15
	1781.70	1608.80	1090.08	807.47	807.47	807.47	1191.70
	1618.86	1486.67	1090.08	807.47	807.47	807.47	1101.24
	1423.86	1331.86	1055.86	782.12	782.12	782.12	986.56
LONGITUDINALI	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
TRASVERSALI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86.52	86.52	144.20	99.57	331.91	0.00	19.23
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

10. VERIFICA DELLE SPALLE.

Poiché le due spalle sono uguali, si considera solo la spalla 1 che è caratterizzata dalla presenza degli appoggi fissi.

I carichi applicati sugli apparecchi di appoggio vengono diffusi su una larghezza uguale a 2.50 m, che coincide con l'interasse degli appoggi

Le seguenti verifiche fanno dunque riferimento ad una striscia di spalla di spessore uguale a un metro.

10.1 DATI GEOMETRICI E DI CARICO.

OPERA PO02

DATI DI PROGETTO:

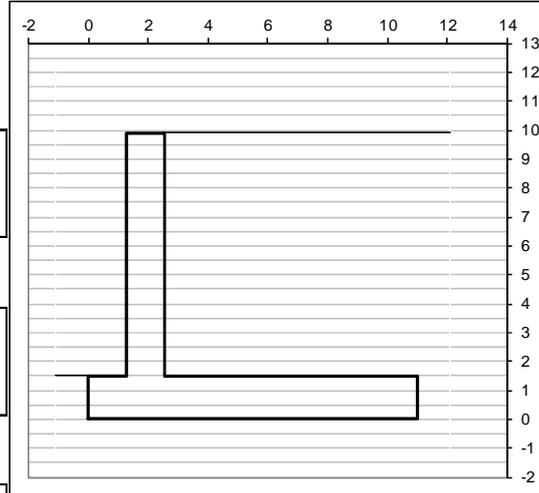
Geometria del Muro

Elevazione	H3	8.40	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	1.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	11.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	1.50	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.25	(m)
Suola Lato Monte	B5	8.45	(m)

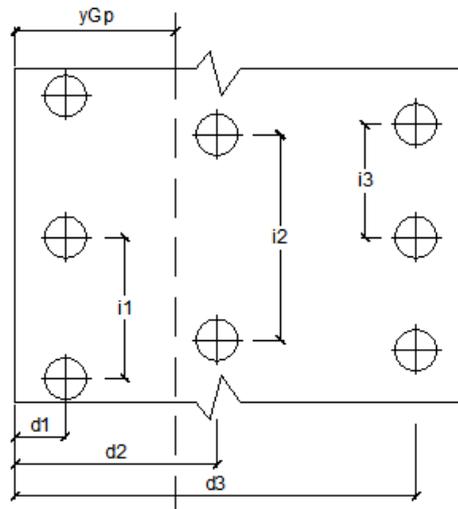
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	18.50	27.75	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	0.00	0.00	(°)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.06		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.80		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0531		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0266		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.36	0.36	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.40	0.36	(-)
		kas-	0.41	0.37	(-)

CARATTERISTICHE DELLA PALIFICATA



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle ($d1$)	:	1.05	(m)	interasse pali ($i1$)	: 3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle ($d2$)	:	4.05	(m)	interasse pali ($i2$)	: 3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle ($d3$)	:	7.05	(m)	interasse pali ($i3$)	: 3.00 (m)
Fila n° 4	distanza asse bordo valle ($d3$)	:	10.05	(m)	interasse pali ($i3$)	: 3.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 5.550 (m)

COMBINAZIONE STR1

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	96.26	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	665.18	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-188.17	(kNm/m)

COMBINAZIONE STR2

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	111.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	596.02	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-216.17	(kNm/m)

COMBINAZIONE STR3

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	40.03	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	55.25	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	388.53	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-110.26	(kNm/m)

COMBINAZIONE SISMICA

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	q_s	=	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	f_s	=	102.76	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	v_s	=	275.49	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	m_s	=	-268.86	(kNm/m)

COMBINAZIONE FREQUENTE**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

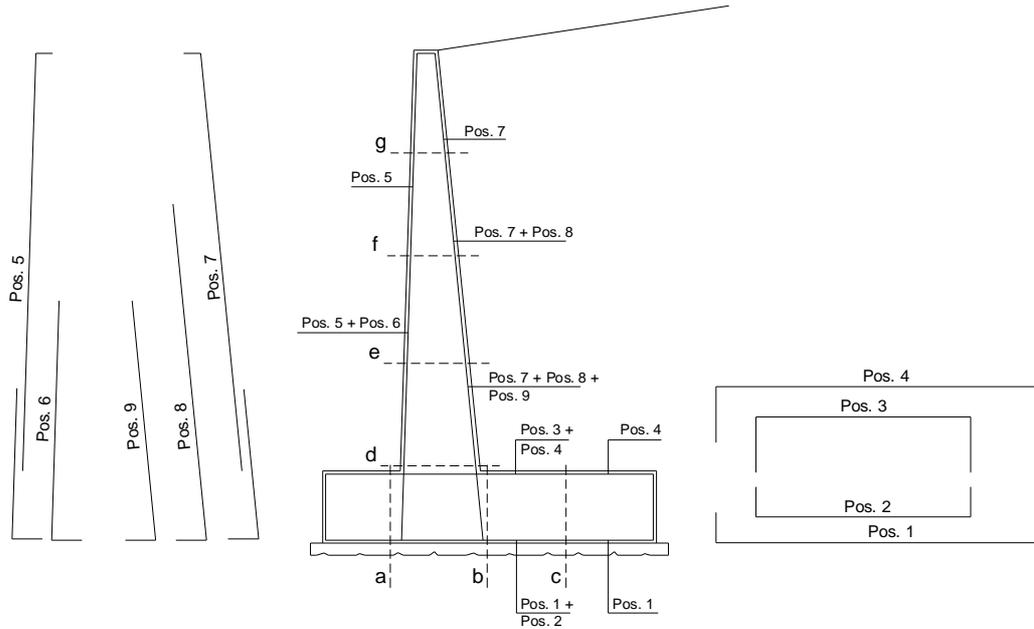
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	6.75	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	32.55	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	429.18	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-88.78	(kNm/m)

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	31.48	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	275.49	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-86.03	(kNm/m)

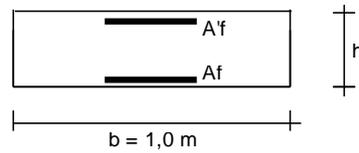
10.2 RIEPILOGO ARMATURE.

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	26	5	5.0	22
2	0.0	0	6	0.0	0
3	10.0	20	7	10.0	22
4	10.0	26	8	0.0	0
			9	0.0	0



10.3 VERIFICHE SLU.

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di resistenza SLU.

COMBINAZIONE STR1**CONDIZIONE STATICA****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	453.30	(kN/m)
Spinta sovraccarico	40.10	(kN/m)
Azioni esterne	96.26	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	665.18	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1495.88	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	198.47	(kNm/m)
Azioni esterne	764.78	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1263.84	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2663.81	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	589.65	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12947.75	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2459.12	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	10488.62	(kNm/m)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	199.35	0.00	1.50	26.55	84.51	1483.87
b - b	-4250.00	0.00	1.50	84.51	26.55	4570.78
c - c	-1797.29	0.00	1.50	53.09	26.55	2918.02
d - d	1677.03	938.18	1.30	38.01	19.01	2329.32
e - e	884.11	869.93	1.30	38.01	19.01	2292.50
f - f	366.05	801.68	1.30	38.01	19.01	2255.51
g - g	37.18	733.43	1.30	38.01	19.01	2218.34

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 938.18 kN T = 455.80 kN

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	124
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.40
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	38.01
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.003065
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-938.18
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.76

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	551.91
---------------	-----------	------	--------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni complessive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	2663.81	4295.53	589.65

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	3429.70	2475.14	1520.58	566.02	442.24

COMBINAZIONE STR2**CONDIZIONE STATICA****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	453.30	(kN/m)
Spinta sovraccarico	40.10	(kN/m)
Azioni esterne	111.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	596.02	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1495.88	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	198.47	(kNm/m)
Azioni esterne	882.69	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1132.44	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2594.65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	604.39	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12816.34	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2577.04	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	10239.31	(kNm/m)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	192.90	0.00	1.50	26.55	84.51	1483.87
b - b	-4371.31	0.00	1.50	84.51	26.55	4570.78
c - c	-1804.96	0.00	1.50	53.09	26.55	2918.02
d - d	1772.83	869.02	1.30	38.01	19.01	2292.01
e - e	948.96	800.77	1.30	38.01	19.01	2255.01
f - f	399.95	732.52	1.30	38.01	19.01	2217.84
g - g	40.13	664.27	1.30	38.01	19.01	2180.50

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

$$N = 869.02 \text{ kN} \quad T = 470.54 \text{ kN}$$

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	124
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.40
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	38.01

PROGETTO DEFINITIVO

Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.003065
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-869.02
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.70

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	541.54
---------------	-----------	------	---------------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni compressive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	2594.65	4161.00	604.39

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	3332.99	2408.32	1483.65	558.99	453.29

COMBINAZIONE STR3**CONDIZIONE STATICA****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	453.30	(kN/m)
Spinta sovraccarico	132.11	(kN/m)
Azioni esterne	55.25	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	388.53	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1495.88	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	653.95	(kNm/m)
Azioni esterne	436.73	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	738.21	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2387.16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	640.66	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12422.12	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2586.56	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	9835.56	(kNm/m)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	165.91	0.00	1.50	26.55	84.51	1483.87
b - b	-4448.42	0.00	1.50	84.51	26.55	4570.78
c - c	-1702.72	0.00	1.50	53.09	26.55	2918.02
d - d	1738.40	661.53	1.30	38.01	19.01	2179.00
e - e	888.14	593.28	1.30	38.01	19.01	2141.48
f - f	353.72	525.03	1.30	38.01	19.01	2103.79
g - g	49.47	456.78	1.30	38.01	19.01	2065.91

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

$$N = 661.53 \text{ kN} \quad T = 492.874 \text{ kN}$$

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	124
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.40
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	38.01

PROGETTO DEFINITIVO

Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.003065
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-661.53
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.53

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	510.41
---------------	-----------	------	--------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni compressive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	2387.16	3413.20	640.66

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2928.11	2169.62	1411.13	652.64	480.49

COMBINAZIONE SISMICA**CONDIZIONE SISMICA +****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	339.32	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	102.76	(kN/m)
Inerzia muro	36.40	(kN/m)
Inerzia terrapieno	69.73	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	275.49	(kN/m)
Inerzia terrapieno	34.86	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1679.63	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	748.47	(kNm/m)
Inerzia muro	99.06	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	161.24	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	523.43	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2308.98	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	548.21	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12207.33	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2688.40	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	9518.93	(kNm/m)

PROGETTO DEFINITIVO**CONDIZIONE SISMICA -****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	323.35	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	102.76	(kN/m)
Inerzia muro	36.40	(kN/m)
Inerzia terrapieno	69.73	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	275.49	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-34.86	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1600.57	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	748.47	(kNm/m)
Inerzia muro	99.06	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	633.65	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	523.43	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	2239.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	532.23	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12207.33	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	3081.74	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	9125.59	(kNm/m)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	158.62	0.00	1.50	26.55	84.51	1483.87
b - b	-2023.40	0.00	1.50	84.51	26.55	4570.78
c - c	-1076.27	0.00	1.50	53.09	26.55	2918.02
d - d	1681.21	555.74	1.30	38.01	19.01	2120.77
e - e	845.62	485.67	1.30	38.01	19.01	2081.97
f - f	306.21	415.61	1.30	38.01	19.01	2042.98
g - g	9.52	68.25	1.30	38.01	19.01	1846.89

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro**N = 555.74 kN T = 350.22 kN****Caratteristiche della sezione**Resistenza caratteristica del calcestruzzo f_{ck} (MPa) 25.00

PROGETTO DEFINITIVO

Altezza utile della sezione	d	(cm)	124
Larghezza dell'anima	b _w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.40
Area totale delle armature tese	A _{st}	(cm ²)	38.01
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.003065
Azione assiale di calcolo	N _{sdu}	(kN)	-555.74
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.45

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo **V_{sdu}** **(kN)** **494.54**

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni compressive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
sisma+	2308.98	3295.91	548.21
sisma-	2239.25	3302.27	532.23

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
sisma+	2830.37	2097.95	1365.52	633.10	411.15
sisma-	2780.20	2046.36	1312.52	578.68	399.18

10.4 VERIFICHE SLE.

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di apertura delle fessure.

COMBINAZIONE FREQUENTE

Limite di apertura delle fessure 0.200 mm

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	302.20	(kN/m)
Spinta sovraccarico	22.28	(kN/m)
Azioni esterne	32.55	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	429.18	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	997.25	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	110.26	(kNm/m)
Azioni esterne	233.50	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	815.44	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2427.81 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	357.03 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12499.35 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1341.01 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	11158.34 (kNm/m)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)
a - a	143.56	0.00	1.5	26.55	84.51	0.50	39.45	0.032
b - b	-622.92	0.00	1.5	84.51	26.55	1.80	56.80	0.026
c - c	-576.69	0.00	1.5	53.09	26.55	1.95	82.06	0.046
d - d	873.22	702.18	1.3	38.01	19.01	4.69	123.50	0.072
e - e	417.95	633.93	1.3	38.01	19.01	2.24	33.03	0.019
f - f	143.94	565.68	1.3	38.01	19.01	0.88	0.08	0.000
g - g	-5.94	497.43	1.3	38.01	19.01	0.38	-	-

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni compressive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	2427.81	2316.01	357.03

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2592.86	2078.19	1563.52	1048.85	267.77

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Limite di apertura delle fessure 0.200 mm

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	302.20	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	31.48	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	685.50	(kN/m)
PP terreno a monte	1313.13	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	275.49	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	997.25	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	225.65	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	2787.45	(kNm/m)
PP terreno a monte	8896.46	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	523.43	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	2274.12 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	333.68 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	12207.33 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1222.90 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	10984.43 (kNm/m)

PROGETTO DEFINITIVO

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)
a - a	120.78	0.00	1.5	26.55	84.51	0.42	33.19	0.027
b - b	-575.72	0.00	1.5	84.51	26.55	1.66	52.50	0.024
c - c	-455.42	0.00	1.5	53.09	26.55	1.54	64.80	0.036
d - d	787.59	548.49	1.3	38.01	19.01	4.21	120.04	0.070
e - e	369.30	480.24	1.3	38.01	19.01	1.99	35.39	0.021
f - f	122.34	411.99	1.3	38.01	19.01	0.70	1.05	0.000
g - g	-10.40	343.74	1.3	38.01	19.01	0.28	-	-

Si riporta il calcolo delle azioni sulla testa dei pali. Partendo dalle azioni compressive rispetto al baricentro della palificata (tabella di sinistra), si ottengono le azioni sui tre allineamenti sulla base di una distribuzione elastica (cioè con andamento lineare rispetto alla direzione longitudinale, tabella di destra). La forza di taglio sui pali è invece ottenuta nell'ipotesi di distribuzione uniforme sui pali. Nel passaggio dalla tabella di sinistra alla tabella di destra, si tiene inoltre in conto l'interasse dei pali in direzione trasversale: infatti, nella tabella di sinistra si riporta un'azione per unità di lunghezza, che deve essere moltiplicata per l'interasse trasversale al fine di ottenere le azioni sulla testa dei pali.

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	2274.12	1636.92	333.68

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2251.23	1887.47	1523.71	1159.95	250.26

11. VERIFICA DELLE FONDAZIONI.

11.1 CAPACITÀ PORTANTE.

Le fondazioni sono realizzate mediante pali di grande diametro su una comune stratigrafia. La situazione più penalizzante si trova in corrispondenza della spalla 1, sia per quanto riguarda il massimo taglio sulla testa dei pali, sia per la massima azione assiale. La capacità portante di un singolo palo si calcola considerando la capacità portante di base, valutata con la formula di Beretsantsev, e quella laterale, per cui si considera la formula di Reese-O'Neill con limitazione della tensione tangenziale a 100kPa.

Il modello stratigrafico è in accordo con quanto riportato nei sondaggi geologici e geotecnici.

Nel calcolo della capacità portante utile (Q_{ut}) si considerano i coefficienti di sicurezza parziali uguali a 1.35 per quanto riguarda la resistenza di base e 1.15 per la resistenza laterale.

Poiché il calcolo viene effettuata con metodi analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici, è necessario introdurre il fattore di correlazione ξ che tiene in conto il numero di sondaggi effettuati. Si applica il coefficiente divisore delle resistenze relativo al caso di due sondaggi, cioè 1.65.

Si riporta nel seguito il calcolo esplicito della capacità portante dei pali considerati nel progetto.

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (A_p):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	2.00	(m)
Numero di strati	3		Lpalo	30.00	(m)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c'	φ'	c_u
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	1.80	ghiaia	18.50		31.8	
2	5.05	sabbia limosa	19.00		34.5	
3	23.15	sabbia	19.00		34.5	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

alla base $R_{bm} = 3438.49$ (kN)

laterale $R_{sm} = 6918.38$ (kN)

totale $Q_u = 5189.70$ (kN)

Inclusi i coefficienti di sicurezza

Considerando anche il peso del palo, si ottiene che la portata utile vale:

$Q_{ut} = 4712.57$ kN

Questo valore consente di rispettare le verifiche di sicurezza. Infatti, per la situazione più gravosa si trova:

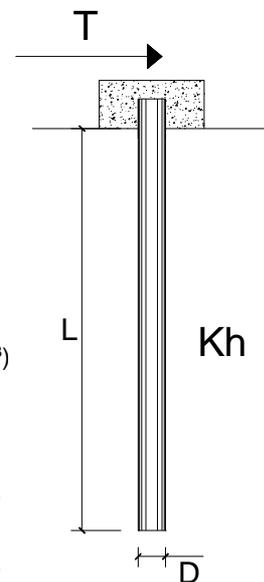
Spalla 1, STR1 3429.70 kN

11.2 VERIFICA SLU DEL PALO.

Si considera il palo caricato dal momento trasferito dal muro di spalla. In questo caso le situazioni più gravose si riferiscono alla spalla 1 e, in particolare, alla combinazione STR3. Si valutano le azioni nel palo, considerato come un elemento su suolo elastico.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**OPERA:** PO02**DATI DI INPUT:**

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	30	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	10	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	480.49	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	497.58	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.966	9.66	0.00000	1195.421	-480.490
0.60	0.953	9.53	-0.00041	924.468	-422.816
1.20	0.918	9.18	-0.00073	687.747	-366.601
1.80	0.867	8.67	-0.00096	484.025	-312.983
2.40	0.805	8.05	-0.00111	311.482	-262.787
3.00	0.735	7.35	-0.00120	167.883	-216.573
3.60	0.661	6.61	-0.00125	50.729	-174.680
4.20	0.586	5.86	-0.00125	-42.629	-137.261

PROGETTO DEFINITIVO

4.80	0.512	5.12	-0.00122	-114.882	-104.323
5.40	0.441	4.41	-0.00116	-168.691	-75.754
6.00	0.373	3.73	-0.00109	-206.621	-51.354
6.60	0.311	3.11	-0.00100	-231.096	-30.859
7.20	0.254	2.54	-0.00091	-244.370	-13.960
7.80	0.202	2.02	-0.00081	-248.501	-0.323
8.40	0.156	1.56	-0.00071	-245.341	10.400
9.00	0.116	1.16	-0.00062	-236.533	18.558
9.60	0.082	0.82	-0.00053	-223.516	24.489
10.20	0.053	0.53	-0.00044	-207.527	28.518
10.80	0.029	0.29	-0.00037	-189.615	30.948
11.40	0.009	0.09	-0.00030	-170.653	32.060
12.00	-0.007	-0.07	-0.00023	-151.356	32.107
12.60	-0.019	-0.19	-0.00018	-132.292	31.316
13.20	-0.028	-0.28	-0.00013	-113.904	29.888
13.80	-0.035	-0.35	-0.00009	-96.520	27.995
14.40	-0.039	-0.39	-0.00005	-80.373	25.786
15.00	-0.041	-0.41	-0.00002	-65.614	23.386
15.60	-0.042	-0.42	0.00000	-52.327	20.898
16.20	-0.041	-0.41	0.00002	-40.538	18.404

Si considera il diagramma di interazione M-N e lo si confronta con le sollecitazioni. Poiché i valori di calcolo restano interni al dominio, la verifica è soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.2 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

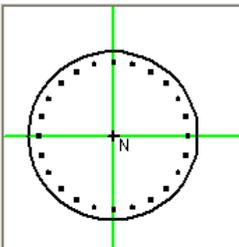
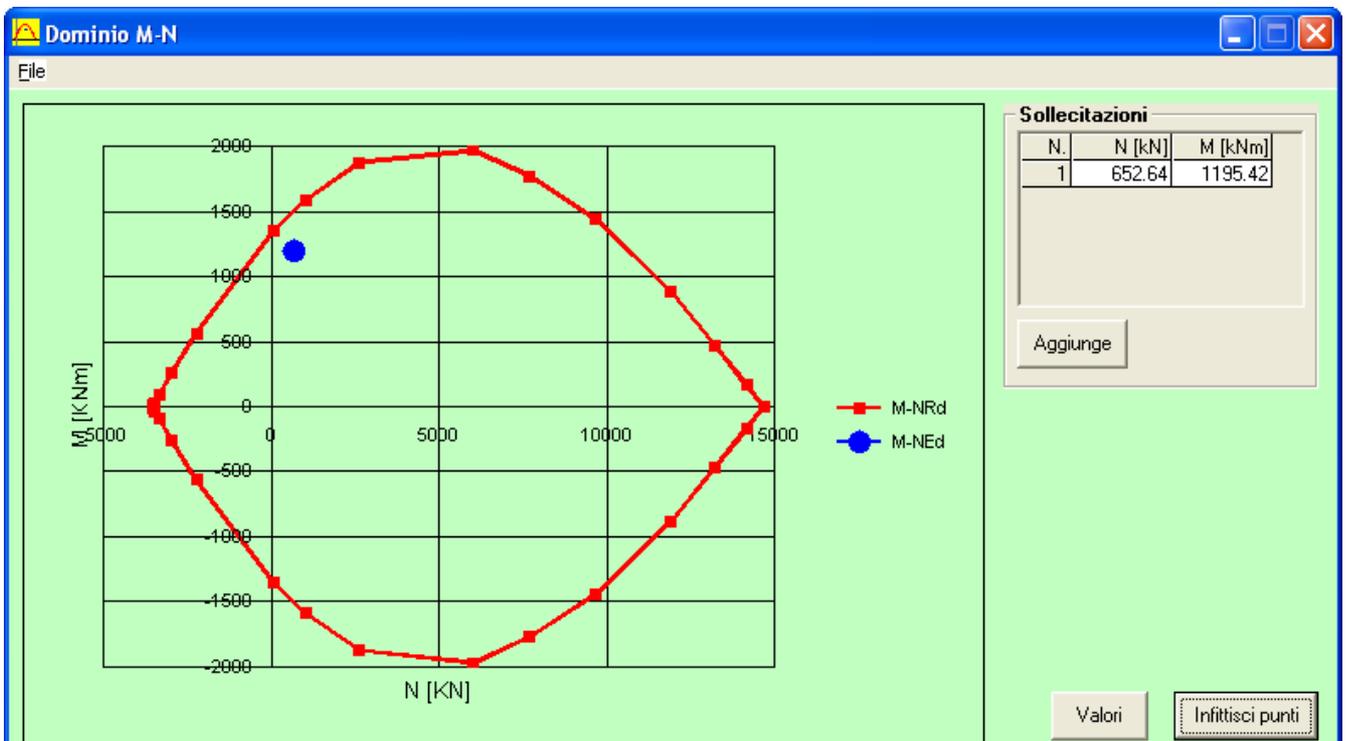
Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd}: _____ kN m
 σ_c : _____ N/mm²
 σ_s : _____ N/mm²
 ϵ_c : _____ ‰
 ϵ_s : _____ ‰
 d: _____ cm
 x: _____ x/d: _____
 δ : _____

Precompresso

Per la verifica a taglio, si considera l'azione di calcolo STR3:

$$T = 480.49$$

Staffe circolari chiuse (spirale) diametro 12 mm, passo 250 mm.

Caratteristiche della sezione

Resistenza di progetto del calcestruzzo	f_c	(MPa)	14.17
Altezza utile della sezione	d	(cm)	94
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	83.55
Tensione di progetto dell'acciaio (staffe)	f_{ywd}	(MPa)	391.30
Area totale delle staffe	A_{sw}	(cm ²)	2.26
Passo delle staffe	s	(cm)	25
Coefficiente di ingranamento	δ	()	1

Calcolo azioni ultime

T. ultimo per crisi diagonali compresse	V_{sdu1}	(kN)	5008.09
Taglio ultimo per crisi traliccio	V_{sdu2}	(kN)	599.04

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo supera il valore di calcolo.

12. CONCLUSIONI.

Le analisi effettuate ed i risultati ottenuti confermano che la struttura presa in considerazione è idonea, nelle condizioni geometriche di progetto, a sostenere le azioni calcolate secondo la vigente normativa tecnica. Le verifiche sono state condotte prendendo in considerazione tutti i principali meccanismi di collasso delle varie membrature strutturali. In tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.