



PROVINCIA DI RAVENNA

Presidente della Provincia
Claudio Casadio

Assessore ai LL.PP. - Viabilità
Secondo Valgimigli

SETTORE LAVORI PUBBLICI

UNITA' ORGANIZZATIVA PROGETTAZIONE STRADE

RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. 306 CASOLANA 1° LOTTO 2° STRALCIO

PROGETTO ESECUTIVO

Tavola/Elaborato

STR_002

PONTE AL KM 0+634.50
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Scala

-

Data

05 dicembre 2011

Dirigente del Settore Lavori Pubblici:

Dott. Ing. Valentino Natali

Responsabile Unico del Procedimento:

Dott. Ing. Valentino Natali

Progettista:



Prof. Ing. Claudio Comastri

Studio Tecnico di Ingegneria
40037 Sasso Marconi (BO) - via Castello n.7
tel. +39.51.6750312 fax. +39.51.6750370
E-mail: thesis@studiothesis.it

COMUNE DI RIOLO TERME

PROVINCIA DI RAVENNA

SETTORE LAVORI PUBBLICI - UNITA ORGANIZZATIVA PROGETTAZIONE STRADE

INTERVENTO DI RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. 306 "CASOLANA" – 1° LOTTO 2° STRALCIO

RELAZIONE DI CALCOLO - SPALLE PONTE



THESISENGINEERING



A	05/12/2011	Nota tecnica	E. Comastri	B. Barbieri	C. Comastri
Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione



1 PROGETTO

1.1 CODICI

Codice Commessa: 02.2011

Committente: Provincia di Ravenna

Anno costruzione opera previsto: //

Intervento di progetto Thesis: Opere Civili e Geotecnica

Progettista: prof. Ing. Claudio Comastri

Collaborazioni specialistiche: Ing. Barbara Barbieri

Ing. Elisa Maniezzo

Ing. Federica Forlani

1.2 STRUTTURA DOCUMENTO

Pagine numerate: N. 93

Fogli A4: N. 93

Foglia A3: N.0

Tavole allegate: N.0

1.3 REDAZIONE DOCUMENTO

Redazione documento: Ing. Elia Comastri

Controllo documento: Ing. Barbara Barbieri

Approvazione documento: Ing. Claudio Comastri

Revisione: A

Data ultima revisione:

Autorizzazione alla trasmissione: Ing. Claudio Comastri

1.4 INDIRIZZO DI TRASMISSIONE

Provincia di Ravenna

Trasmissione: Direttamente a mano e Email

Data di trasmissione: 5/12/2011



2 INDICE

1	PROGETTO	2
1.1	Codici	2
1.2	Struttura Documento.....	2
1.3	Redazione Documento	2
1.4	Indirizzo di trasmissione.....	2
2	INDICE	3
3	DOCUMENTO DI RIFERIMENTO	5
4	PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE	6
5	LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO	7
6	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	9
7	PREMESSA	10
8	ANALISI SISMICA.....	13
9	MATERIALI	15
10	stratigrafia di riferimento	16
11	analisi dei carichi	17
11.1	azioni spalla.....	17
11.1.1	Peso proprio e permanenti della spalla	17
11.2	spinta delle terre in condizioni statiche.....	20
11.3	spinta delle terre in condizioni sismiche	22
11.4	azioni trasmesse da impalcato.....	24
11.4.1	Pesi propri e permanenti portati (g2).....	24
11.4.2	Carichi mobili (q1).....	25
11.4.3	Frenatura	28
11.4.4	Effetto vento	29
11.4.5	Resistenze vincoli passivi	29
11.4.6	Azioni sismiche	30
12	COMBINAZIONI DI CARICO	32
12.1	sollecitazioni	32
13	pali di fondazione	39
13.1	ANALISI SOLLECITAZIONI SU PALI	40
13.1.1	Sforzo assiale e taglio.....	40
13.1.2	Momento flettente	43
13.2	Verifiche	48
13.2.1	Capacità portante singolo palo.....	48
13.2.2	Capacità portante pali in gruppo	52
13.3	verifica della sezione	54
13.3.1	Verifica a pressoflessione	54
13.3.2	Verifica a trazione	55
13.4	VERIFICHE A TAGLIO	56
14	muro frontale	58
14.1	analisi dei carichi	58
14.2	Verifica a presso-flessione.....	62
14.3	Verifica a taglio	65
15	SOLETTA DI FONDAZIONE	68
15.1	Verifica a presso-flessione.....	68
15.2	Verifica a taglio	71



16	MURO ANDATORE	75
16.1	Analisi dei carichi	76
16.1.1	Carichi permanenti.....	76
16.1.2	Carichi accidentali.....	77
16.1.3	Carichi per presenza di sisma.....	77
16.1.4	Combinazioni di carico.....	78
16.2	Verifiche delle sezioni	82
16.3	Sezione di contatto veletta – muro in spessore.....	83
16.3.1	Analisi dei carichi	84
16.3.2	Verifica a presso-flessione.....	84
16.3.3	Verifica a taglio	85
16.4	Sezione di contatto muro in spessore – fondazione	88
16.4.1	Analisi dei carichi	88
16.4.2	Verifica a presso-flessione.....	89
16.4.3	Verifica a taglio	90
17	BAGGIOLI.....	91



3 DOCUMENTO DI RIFERIMENTO

Le analisi, i calcoli e le considerazioni, valutazioni descritte nella presente relazione di calcolo si riferiscono unicamente alle caratteristiche architettoniche del progetto definitivo e alle caratteristiche geometriche e morfologiche del sito di costruzione dichiarato dagli elaborati di progetto documenti trasmessi a questo Studio dall'Ufficio Settore Lavori Pubblici della Provincia di Ravenna.

Qualunque variazione rispetto alle architetture dell'opera, alla posizione ed alla configurazione del sistema, alla struttura ed ai carichi assunti nella presente relazione come riferimento, determina automaticamente l'annullamento della relazione e del proprio contenuto.

Si riportano i documenti assunti come riferimento per i calcoli di verifica e dimensionamento esposti nella presente relazione:

Relazioni generali

Relazione tecnico-illustrativa

Relazione Geotecnica

Relazione Geologica

Relazioni di calcolo

Relazione di calcolo spalle - PR23600PDRC003_R02

Elaborati grafici

Carpenteria spalla 1 - PR23600PDST004_D03

Carpenteria spalla 2 - PR23600PDST005_D04



4 PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE

Lancellotta R., “**Geotecnica**”-Ed. Zanichelli, Bologna (2000);

Bowles J., “**Foundation analysis and design**”- Ed. McGrawHill, London (1998);

Viaggiani C., “**Fondazioni**”- Ed. Hevelius, Napoli (1998);

Raccomendations Clouterre 1991- Ed. PENPC, paris (1991).

C. Cestelli Guidi, “**Geotecnica e tecnica delle fondazioni**” – Ulrico Hoepli Editore 1987

Caquot-Kerisel, “**Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundation**” - (1948).

Cancelli, “**Appunti di Geotecnica**” Cooperativa Universitaria Studio e Lavoro, Milano (1980).

H. G. Poulos e E. H. Davis: “**Analisi e progettazione di fondazioni su pali**”, Dario Flaccovio Editore (1987).

Pozzati P., Ceccoli C., “**Teoria e Tecnica delle Strutture**” – Utet, Milano



5 LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO

L. 05.11.1971 N. 1086	Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
D.M. 11.03.1988	Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
D.M. 14.02.1992	Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
D.M. 09.01.1996	Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
Circ. Min. LL. PP. 15.10.1996 n. 252 AA.GG./STC	Istruzioni per l'applicazione delle « Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche » di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
D.M. 16.01.1996	Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
Circ. Min. LL. PP. 04.07.1996 n. 156 AA.GG./STC	Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
D.M.04-5-1990	Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione , l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
Circ. LL.PP. 25-2-1991 n.34233	Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
DM 16.01.1996	Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
OPCM 3274 20 Marzo 2003, e successive modificazioni e	Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative



integrazioni (OPCM 3316 del 2 Ottobre 2033 e OPCM 3431 del 3 Maggio 2005) tecniche per le costruzioni in zona sismica

DM 14 Settembre 2005 (Testo Unitario) Norme Tecniche per le costruzioni

OPCM 3519 28 Aprile 2006 Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

L'attuale momento storico, in Italia, è caratterizzato dalla introduzione della nuova normativa sui temi della progettazione, costruzione e collaudo delle costruzioni. La disciplina della nuova normativa NTC 2008 prevede l'introduzione di criteri che più si approssimano alle normative europee rispetto alle norme tecniche utilizzate nel passato. Emanate con decreto del Febbraio 2008, le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" riuniscono in un unico testo tutte le norme che nel passato erano articolate in diverse norme e regolamenti. Sono introdotti, tra le altre novità importanti, i criteri di analisi con il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, in sostituzione delle verifiche con i criteri delle "Tensioni Ammissibili". Anche per i lavori di adeguamento, manutenzione ordinaria o straordinaria, che non determinano alcuna modifica alla struttura esistente ma ne migliora le caratteristiche di resistenza, le NTC 2008, al capitolo 8, disciplinano la progettazione e la realizzazione degli interventi, richiamando il Progettista a fornire le giustificazioni degli interventi stessi evidenziando il miglioramento atteso.



6 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Sigma C-Soft – ENG	Programma di calcolo di progetto e verifica agli stati limite ed alle tensioni ammissibili e verifiche delle sezioni in c.a. e c.a.p., acciaio, realizzato da ing. Lucio Pedrocco di Sigmac. Licenza d'uso acquisita da Studio Thesisengineering e validazione del programma effettuata secondo le procedure descritte nel Manuale interno di Qualità e nella documentazione delle Procedure di Qualità.
Capurso:	Programma di calcolo di progetto e verifica delle sezioni in cemento armato e cemento armato precompresso realizzato dal prof. Michele Capurso e direttamente concesso dallo stesso professore all'ing. Claudio Comastri, titolare dello Studio Thesisengineering. Programma validato sulla base delle considerazioni e delle illustrazioni prodotte dal prof. M.Capurso ed i base alle procedure del sistema di qualità dello Studio
Prosap:	programma realizzato da 2SI, con licenza acquisita dallo Studio Thesisengineering, dedicato al calcolo agli stati limite delle strutture in c.a., c.a.p., acciaio, validato dallo studio Thesisengineering nell'ambito del sistema qualità ISO9001
VcsSLU	programma di calcolo per le verifiche agli stati limite ultimi si sezioni in c.a. e c.a.p. soggette a presso-flessione, elaborato dal prof. P.Gelfi con la collaborazione dell'ing. D.Pari.



7 PREMESSA

Costituisce oggetto della presente relazione, l'analisi e la verifica delle sezioni delle spalle del viadotto previsto tra le progressive 0+617.00 Km e 0+652.00 km. lungo la ex S.S. 306 Casolana nel territorio comunale di Riolo Terme, provincia di Ravenna.

Le spalle sono disposte in rettilineo ed accolgono un impalcato a 5 cassoncini di larghezza totale pari a 12.80 m, con larghezza del bitumato pari a 10.50 m.

Sulle spalla vengono scaricate le azioni provenienti dall' impalcato di luce pari a 35.00 m in asse appoggi, attraverso un numero complessivo di 5 dispositivi di appoggio per spalla di diverse tipologie come riportato nello schema sottostante.

CARATTERISTICHE APPOGGI

tipo	descrizione
	appoggio fisso
	mobile unidirezionale longitudinale
	mobile multidirezionale

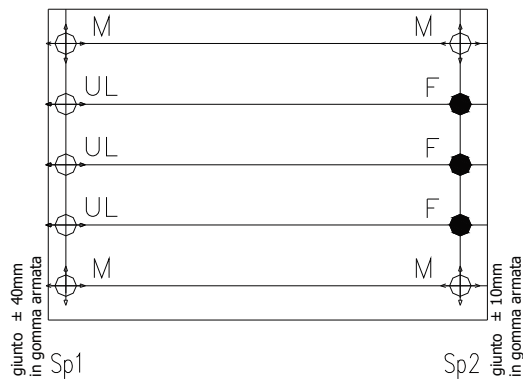


Figura 1: Schema appoggi

Le dimensioni delle spalle prevedono:

SP1	Altezza (m)	Spessore (m)	Lunghezza (m)
-----	-------------	--------------	---------------

Paragliaia	2,03	0,50	12,50
Muro frontale	4,05	2,00	12,50
Muro andatore	Veletta	2,88 - 2,03	0,65
	Muro in spessore	4,05	1,00
Fondazione	1,80	7,80	13,20

SP2	Altezza (m)	Spessore (m)	Lunghezza (m)
-----	-------------	--------------	---------------

Paragliaia	2,25	0,50	12,50
Muro frontale	4,05	2,00	12,50
Muro andatore	Veletta	2,41 - 2,10	0,65
	Muro in spessore	4,05	1,00
Fondazione	1,80	7,80	13,20



La fondazione a plinto poggia su 12 pali di diametro ϕ 120 cm e di lunghezza pari a 28.00 m disposti secondo 3 file con interasse:

- 2.80 m in direzione longitudinale (rispetto all'asse della strada)
- 3.60 m in direzione trasversale (rispetto all'asse della strada)

I calcoli strutturali e le verifiche di resistenza riportati nella presente Relazione sono concernenti la spalla denominata SP2 (alla progressiva 0+652.00 km) e sono estendibili anche alla spalla SP1, che presenta caratteristiche geometriche analoghe, ma vincolata al sovrastante impalcato tramite apparecchi di appoggio di tipo unidirezionale longitudinale e multidirezionali. Tale vincolamento consente di trascurare l'effetto delle azioni longitudinali accidentali trasmessi dall'impalcato, affidandone l'intero carico alla spalla SP2 per la quale sono previsti appoggi di tipo fisso.

Si riporta in figura una vista delle spalle.

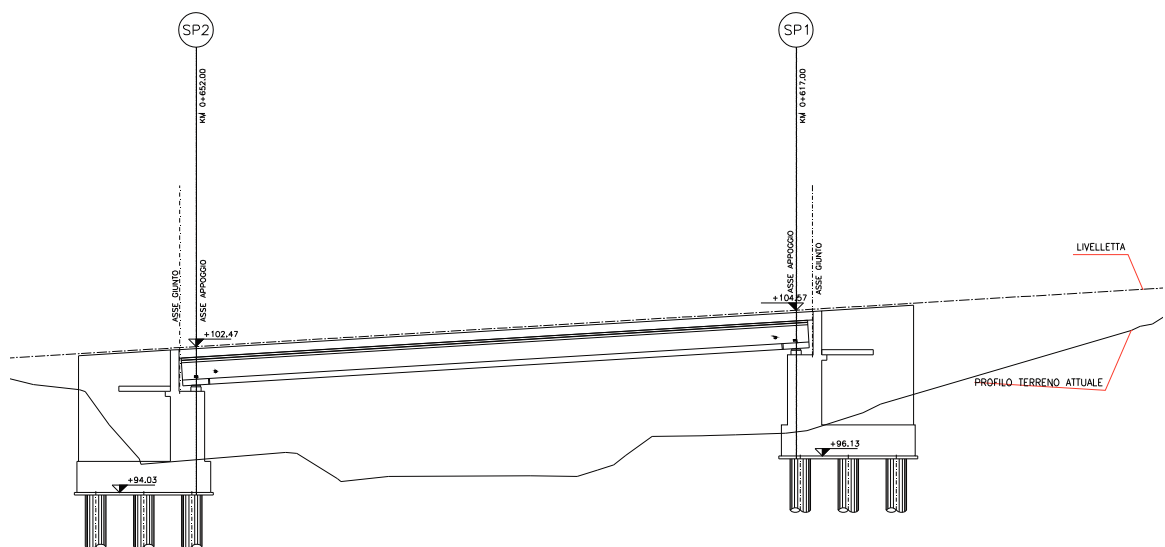


Figura 2: Vista laterale Viadotto

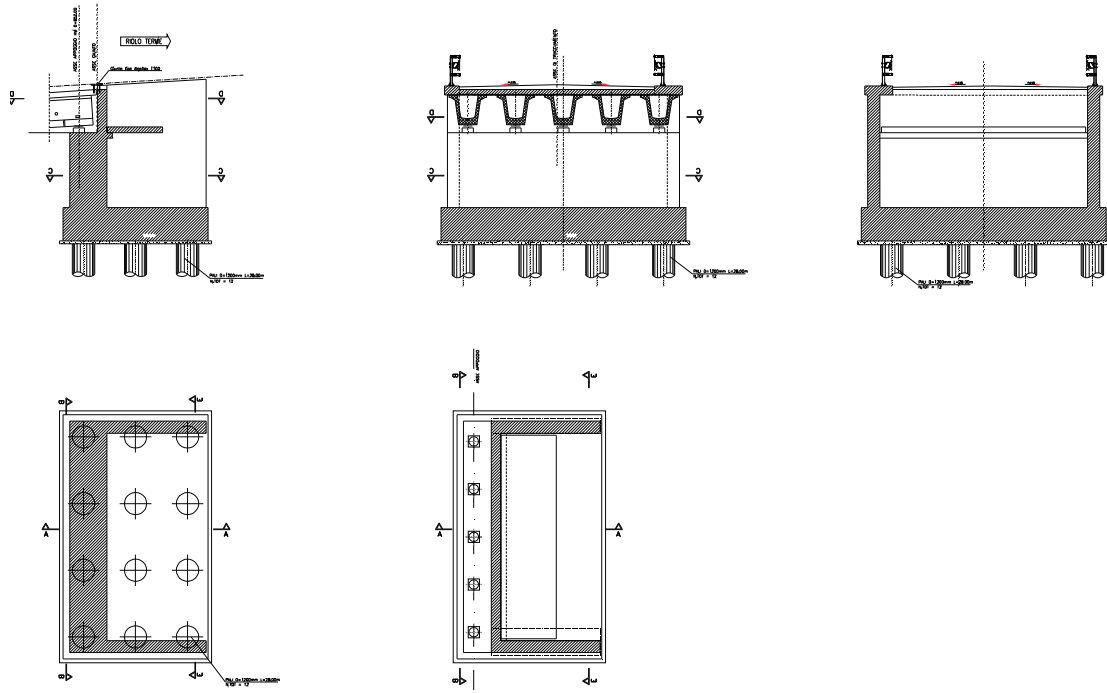


Figura 3: Schema Spalla SP1

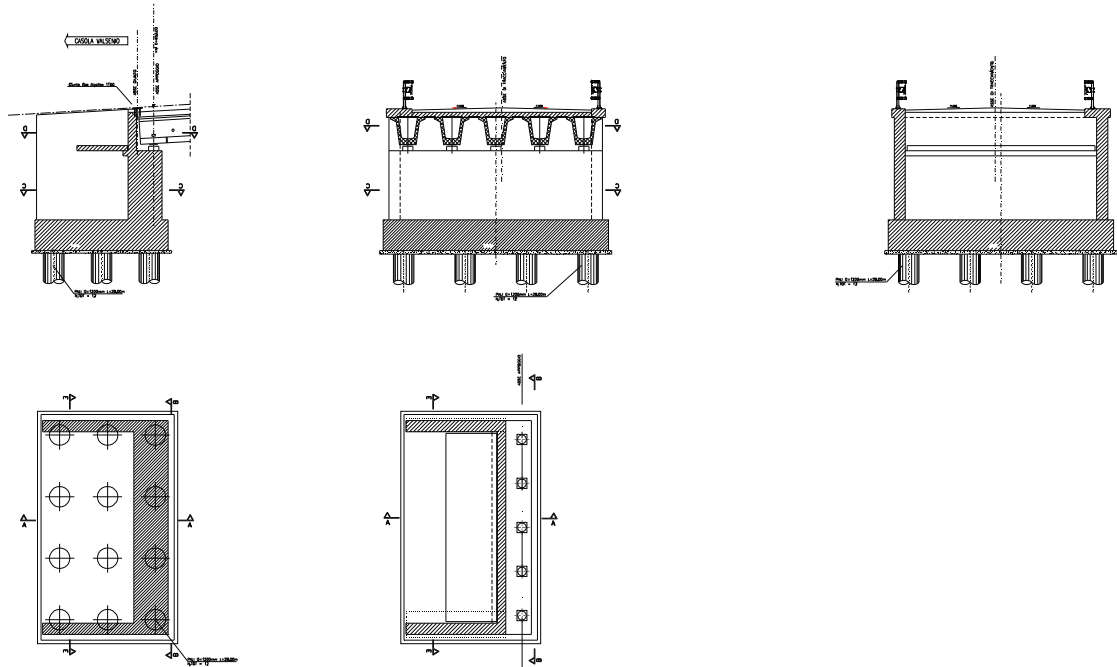


Figura 4: Schema Spalla SP2



8 ANALISI SISMICA

La normativa vigente prevede per l'analisi sismica il metodo dell'equilibrio limite attraverso una analisi di tipo pseudostatica:

Secondo tale analisi le forze di gravità in gioco risultano essere il peso proprio della struttura, il peso proprio del terreno imbarcato, la componente orizzontale del terreno a monte dell'opera ed eventuali sovraccarichi combinati secondo la normativa (D.M. 14 gennaio 2008). Per quanto concerne l'analisi pseudostatica equivalente dell'opera risulta lecito che le forze di gravità agenti siano le stesse descritte in precedenza, moltiplicate per un opportuno coefficiente sismico definito nelle verifiche allo stato limite ultimo, in funzione dei parametri del moto sismico atteso secondo le formule:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

a_{\max} accelerazione massima attesa al sito

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima (che per opere non in grado di subire spostamenti viene assunti pari a 1)

Le sollecitazioni così ottenute per la struttura e per il terreno imbarcato sono da considerarsi applicate al baricentro dell'elemento stesso. La risultante delle sollecitazioni derivanti dalla spinta del terreno a monte dell'opera può assumere due diverse posizioni:

Per le opere libere di traslare o di ruotare intorno al piede, la distribuzione delle azioni sismiche è, analogamente a quella delle spinte statiche, triangolare con valore nullo alla base dell'opera e massimo in sommità, mentre nel caso opposto la distribuzione degli incrementi di spinta sismici è di tipo rettangolare e può essere valutata attraverso la teoria di Wood.

Definiti, dunque, i valori di spinta statica e quelli di spinta dovuti all'azione sismica, è possibile combinarli secondo quanto prescritto dalla normativa vigente per la combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

in cui i valori relativi alle azioni permanenti vengono assunti con valore caratteristico senza coefficienti di riduzione o di amplificazione.

Nell'ipotesi di muro libero di traslare o ruotare, quindi la spinta totale agente sull'opera calcolata come 2.5.5, risulta pari a:

$$S_{TOT} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (k_a + k_h)$$



Per i opere impedite allo spostamento, la spinta totale si calcola come la somma dei due contributi secondo la formula:

$$S_{TOT} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + \gamma \cdot H^2 \cdot k_h$$

Per il momento agente al piede dell'opera è necessario considerare che la risultante della spinta statica del terreno a monte e quella del corrispettivo incremento sismico non coincidono e sono da applicare

Spinta statica 2/3 altezza dell'opera

Componente sismica 1/2 altezza dell'opera.



9 MATERIALI

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Classe di resistenza: C28/35

Classe di esposizione: XF2

R_{ck} 35 N/mm²

f_{ck} 28 N/mm²

$\gamma_{m,c}$ 1.5

f_{cd} 15.87 N/mm²

f_{ctm} 2.766 N/mm²

CALCESTRUZZO PER PALI

Classe di resistenza: C35/45

Classe di esposizione: XC2

R_{ck} 45 N/mm²

f_{ck} 35 N/mm²

$\gamma_{m,c}$ 1.5

f_{cd} 19.83 N/mm²

f_{ctm} 3.21 N/mm²

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tipo Fe B 450 C

f_{yk} 450 N/mm²

γ_a 1.15

f_{yd} 391.3 N/mm²



10 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Si riporta la stratigrafia come definita nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica.

I sondaggi distribuiti lungo l'intero tracciato hanno permesso di definire una stratigrafia piuttosto omogenea in cui è presente uno strato più superficiale di spessore variabile di ghiaia, al di sotto del quale emerge la formazione argillosa del pliocene, molto sovraconsolidata e consistente. Il tetto di tale formazione, tuttavia, presenta uno spessore variabile (2-4 m) di terreno alterato, con caratteristiche meccaniche più modeste rispetto al materiale intatto.

Il modello geotecnico di riferimento è stato calibrato sulla base essenzialmente dell'interpretazione delle prove condotte in sito (*pocket*, *vane test* e prove penetrometriche SPT).

In Tab. 1 sono riportati i valori dei parametri fisici e meccanici dei terreni che, con riferimento ad un modello elasto-plastico con criterio di resistenza alla Mohr- Coulomb, saranno adottati nelle verifiche geotecniche. Le caratteristiche di resistenza dei litotipi considerati nel modello geotecnico sono state opportunamente ricavate dalla relazione geologica presente tra la documentazione di riferimento.

Campione	γ (kN/mc)	c' kPa	φ' (°)	c_u kPa	E' (MPa)	E_u (MPa)
Ghiaia	20	0	35	-	60	-
Argilla alterata	20	5	26	75	6.5	7.5
Argilla di base	20	20	26	200	6.5	30

Tabella 1: Modello geotecnico di riferimento

Dalla indagine sismica effettuata in sito mediante prospezione geofisica con metodologia sismica a rifrazione, si assume il suolo indagato come categoria C e B.

Per i calcoli e le verifiche geotecniche eseguiti in questa relazione si assume la categoria C come rappresentativa del suolo indagato.

Tale condizione risulta essere a favore di sicurezza, permettendo di considerare la condizione più scadente per il terreno sotto il profilo sismico, ed inoltre risulta coerente con quanto sviluppato nel Progetto Definitivo.



11 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche della spalla SP2 sono state eseguite sia nelle condizioni di esercizio che in presenza di sisma.

Lo stato di sollecitazione nella spalla è stato valutato sommando ai pesi strutturali e permanenti componenti la spalla (zattera di fondazione, trave paraghiaia, muri andatori e terreno di ricoprimento) i carichi permanenti e di esercizio trasmessi dagli impalcati direttamente appoggiati sulla spalla.

La dislocazione dei carichi da traffico stradale è tale da massimizzare le azioni verticali, i tagli e le sollecitazioni flettenti

11.1 AZIONI SPALLA

11.1.1 Peso proprio e permanenti della spalla

Per il calcolo delle azioni dovute al peso proprio ed ai carichi permanenti si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_t = 19.0 \text{ kN/mc}$$

Di seguito si riportano i volumi, i pesi e le coordinate dei centri di massa degli elementi strutturali oltre che del terreno di ricoprimento.

Le coordinate sono assunte rispetto ad un sistema di riferimento avente origine nel baricentro della fondazione

PARAGHIAIA

Lunghezza paraghiaia	Ltot	10,50 m
altezza in elevazione	Hp	2,33 m
spessore in testa	a1	0,50 m
spessore in base	(a2-a1)	0,50 m
inclinazione paramento muro	β_1	0,00 (°)
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	-1,80 m
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	6,12 m

Volume	Vp	12,23
---------------	-----------	--------------

MURO FRONTALE

lunghezza muro	Lm	12,50
altezza	Hm	4,05 m
Spessore in testa	a2	2,00 m
Spessore in base	a2	2,00 m
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	-2,55 m
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	2,93 m

**MURO ANDATORE**

numero muri	n	2,00
VELETTA		
Lunghezza	Lv	5,35 m
Spessore	Sv	0,65 m
Altezza massima	Hv max	2,41 m
Altezza minima	Hv min	2,10 m

MURO IN SPESSORE

Lunghezza	Lma	5,35 m
Spessore	Sma	1,00 m
Altezza	Hma	4,05 m
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	1,25
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	4,04

Volume singolo muro	V1ma	30,05
----------------------------	-------------	--------------

SOLETTA DI FONDAZIONE

Altezza	Hs	1,80 m
Suola di monte	a4	5,45 m
Suola di valle	a3	0,35 m
Lunghezza base	B	7,80 m
Larghezza fondazione	Lf	13,20 m
Sporto rispetto muri	a5	0,10 m
Ascissa baricentro rispetto C	Xg	0,00 m
Ordinata baricentro rispetto C	Yg	0,00 m

Volume	Vs	185,33 mc
---------------	-----------	------------------

TERRENO IMBARCATO

Altezza interna al muro	h1	6,43 m
Altezza oltre al muro	h2	-0,35 m
Larghezza terreno imbarcato	Lt	10,50
Base terreno imbarcato	a4	5,45 m
Altezza complessiva terreno	Ht	6,43 m
Ascissa baricentro rispetto baricentro fondazione	Xg	1,25 m
Ordinata baricentro rispetto baricentro fondazione	Yg	4,04 m

Volume	Vt	337,94 mc
---------------	-----------	------------------

Peso proprio spalla (g1)

	V	γ	Fv	ex	My
	mc	kN/mc	kN	m	kNm
Muro paraghiaia	12.23	25	305,81	-1.80	-550,46
Muro elevazione	101.25	25	2531,25	-2.55	-6454,69
Muri andatori	30,05	25	1502,41	+1.25	1878,01
Fondazione	185.33	25	4633,20	+0.00	0,00
Riempimento	359.66	19	6833,52	+1.25	8541.90
Totale			15806.20	0,22	3414.76



Sul terreno di riempimento agisce il peso dovuto alla struttura stradale.

Per le verifiche si assume nullo il contributo agente sul terreno di riempimento del muro stesso, mentre si computa la quota parte di sovraccarico agente a monte della fondazione del muro, come esposte nel seguente capitolo.



11.2 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE

Essendo la struttura fondata su pali, si considerano gli spostamenti impediti. Per tale motivo si assume come regime di spinta quello a riposo utilizzando per i calcoli il coefficiente:

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.56$$

Avendo assunto il valore $\phi = 26^\circ$ come riportato nella stratigrafia di riferimento.

La spinta calcolata viene applicata ad una altezza pari ad 1/3 della altezza della struttura dalla base della fondazione:

	H (m)	γ (kN/mc)	k_0	Fh (kN/ml)	ey (m)	Mx (kNm/ml)
Ss	8.23	19	0.56	347.52	2.74	952.20

Il momento flettente è calcolato rispetto al baricentro della fondazione.

I valori ottenuti riguardano la spinta statica esercitata su una striscia di struttura di larghezza unitaria. Volendo considerare tutta l'estensione della struttura si ottengono i seguenti risultati:

$$Fh_{tot} = 3648.96 \text{ kN}$$

$$Mx_{tot} = 10007.68 \text{ kN}$$

In condizioni statiche si considera il contributo alla spinta orizzontale fornito dal sovraccarico accidentale assunto pari a:

$$Q_{es} = 20.00 \text{ kN/mq.}$$

La presenza del sovraccarico Q_{es} sul terrapieno genera la spinta:

$$S_q = Q_{es} \cdot H \cdot k_0$$

da considerare applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari alla metà della altezza della struttura:

$$ey = 8.23 / 2 - 0.90 = 3.21 \text{ m}$$

La spinta dovuta ai sovraccarichi risulta:



$$S_q = 830 \text{ kN/ml}$$

Il momento flettente (calcolato rispetto al baricentro della fondazione) risulta:

$$M_x = S_q \cdot ey = 2668.45 \text{ kNm/ml}$$



11.3 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE

Per il calcolo della spinta totale di progetto esercitata dal terreno sulla struttura si fa riferimento a quanto prescritto nella nuova Normativa Tecnica (NTC 2008).

Il calcolo è eseguito tenendo conto della metodologia di calcolo presentata al capitolo 8 della presente Relazione.

Si riportano di seguito i valori assunti per l'analisi sismica del sito indagato:

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: IV

Coefficiente s'uso $C_U = 2$

Vita di riferimento $V_R = 100$ anni

Categoria del suolo: C

Categoria topografica: T1

$$S = S_S \cdot S_T = 1.344$$

$$a_g = 0.236g$$

$$a_{\max} = 0.317g$$

$$k_h = 0.317$$

$$k_v = \pm 0.159$$

Per il calcolo della spinta si fa riferimento, essendo la struttura impedita di muoversi, alla teoria di Woods (distribuzione delle pressioni costante per tutta la profondità). La risultante è da considerare applicata alla metà dell'altezza dalla base della fondazione.

$$S_d = \gamma \cdot H^2 \cdot k_h = 429.43 \text{ kN/ml}$$

Considerando l'effetto verticale del sisma si distinguono due contributi in funzione del segno assunto per il coefficiente sismico K_v :

$$\Delta S_d^- = S_d \cdot (1 - k_v) = 361.15 \text{ kN/ml}$$

$$\Delta S_d^+ = S_d \cdot (1 + k_v) = 497.71 \text{ kN/ml}$$

dove:

- si intende l'azione sismica diretta verso l'alto;

+ si intende l'azione sismica diretta verso il basso.



Data la distanza dal baricentro della fondazione:

$$e_y = 3.21 \text{ m}$$

Si ricavano i momenti instabilizzanti dovuti all'effetto del sisma:

$$M_d^- = \Delta S_d^- \cdot e_y = 1159.28 \text{ kNm/ml}$$

$$M_d^+ = \Delta S_d^+ \cdot e_y = 1597.63 \text{ kNm/ml}$$

I valori ottenuti si riferiscono ad una striscia di larghezza unitaria della struttura.

Per ottenere la spinta complessiva agente è necessario considerare l'intera larghezza della spalla:

$$\Delta S_{d,tot}^- = 3790.61 \text{ kN}$$

$$\Delta S_{d,tot}^+ = 5223.81 \text{ kN}$$

$$M_{d,tot}^- = 11371.83 \text{ kNm}$$

$$M_{d,tot}^+ = 15671.43 \text{ kNm}$$



11.4 AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO

11.4.1 Pesi propri e permanenti portati (g2)

Si riporta di seguito il calcolo dei pesi totali dell'impalcato della reazione verticale trasmessa alla spalla.

Eccentricità impalcato

Distanza da baricentro fondazione	bi	-3,05	m
Ascissa rispetto C	Xg	0,85	m
Ordinata rispetto C	Yg	5,85	m

Travi

Numero travi testata	ntt	5,00	
Sezione di testata	Att	0,89	mq
Lunghezza sezione di testata	Ltt	1,10	m
numero travi correnti	ntc	5,00	-
Sezione corrente	Atc	0,89	mq
Lunghezza sezione corrente	Ltc	33,80	m

V travi
155,31

 mc

Soletta

Spessore di bordo	s sb	0,34	
Spessore centrale	s sc	0,34	
Larghezza	Bs	10,50	
Sezione soletta di bordo	Asb	3,57	mq
Sezione soletta centrale	Asc	3,57	mq

V soletta
129,95

 mc

Travetto trasversale

Numero travetti	ntr	2,00	-
Altezza travetto	Htr	1,80	mq
Lunghezza	Ltr	9,50	m
Base travetto	Btr	0,40	
Area travetto	Atr	0,72	mq

V travetto
13,68

 mc

Pacchetto stradale

Lunghezza tratto bituminato	L	36,40	m
Numero Marciapiedi	Nm	1,00	-
Sezione marciapiede	Am	0,57	mq
Numero cordoli	Nc	1,00	-
Sezione cordolo	Ac	0,30	mq
Pavimentazione	Bp	10,50	m
Numero guard rail	Ng	2,00	-
Numero Barriere antirumore	Nb	2,00	-

CARICHI PERMANENTI PORTATI

Peso componente Travi	3882,63	kN
Peso componente Soletta	3248,70	kN
Peso componente Travetto	342,00	kN
Pacchetto stradale		
Marciapiedi	518,70	kN



Cordoli	276,64 kN
Peso specifico pavimentazione	3,00 kN/mq
Pavimentazione	1146,60 kN
Peso specifico guard rail	1,00 kN/m
Guard rail	72,80 kN
Peso specifico barriere antirumore	4,50 kN/m
Barriere antirumore	327,60 kN

Peso complessivo pacchetto stradale	2342,34	kN
Peso complessivo trasmesso da impalcato	9815,67	kN
Peso da impalcato su singola spalla	4887,00	kN

11.4.2 Carichi mobili (q1)

In conformità alla normativa di riferimento (paragrafi 5.3.3.1 – 5.3.3.5 D.M. 14/01/2008) , si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria.

Date le dimensioni della careggiata, si assumono 3 corsie di larghezza pari a 3 m secondo lo schema riportato da normativa (§ 5.1.3.3.1):

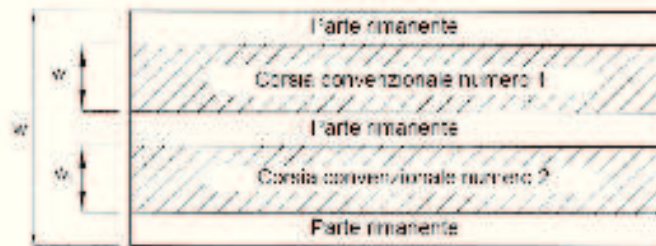


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di careggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Si applicano, al fine di ottenere la condizione più gravosa di carico, la combinazione di carico e la disposizione delle corsie secondo lo schema riportato di seguito in cui si intendono:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato



nello schema seguente. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

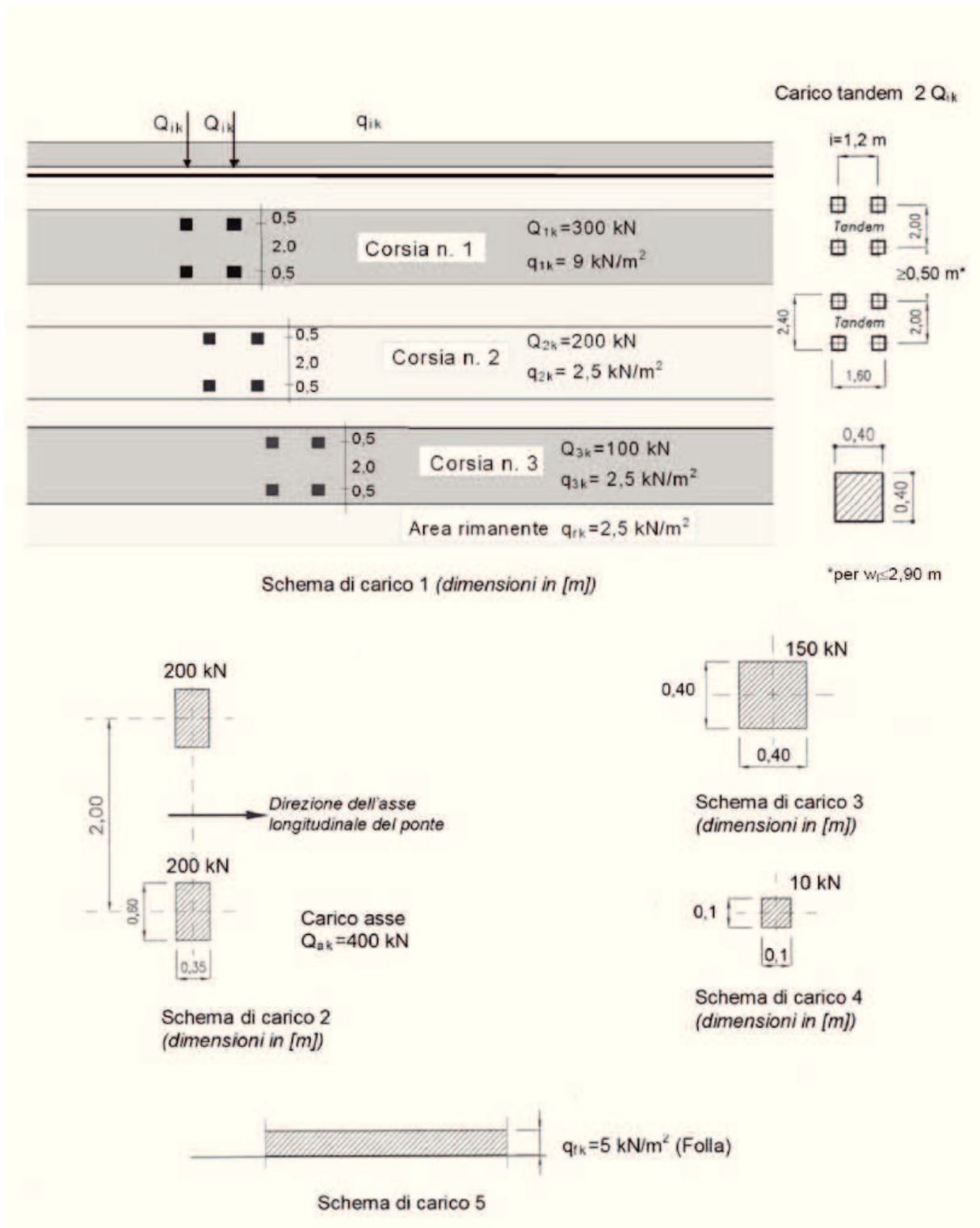
- Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6. In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$:

$$q_{LA} = 128.95 \cdot (1/L)^{0.25}$$

$$q_{LB} = 88.71 \cdot (1/L)^{0.38}$$

$$q_{LC} = 77.12 \cdot (1/L)^{0.38}$$

in cui L rappresenta la lunghezza della zona caricata (espressa in m).



Per i ponti di I Categoria si assumono le intensità di carico definite come nella tabella seguente:

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kPa)
Corsia 1	300	9.00
Corsia 2	200	2.50
Corsia 3	100	2.50



Si riportano le reazioni al piano di appoggio.

Luce di calcolo 35.00 m

Lunghezza trave 36.40 m

Retrotrave 0.70 m

	Carico (kN)	Ascissa (m)	Reazione (kN)	e trasv (m)	Mtrasv (kNm)
1° forza concentrata	300	-0.70	306	3.75	1148
2° forza concentrata	300	0.50	296	3.75	1109
Carico ripartito	745	21.20	294	3.75	1102
1° forza concentrata	200	-0.70	204	0.75	153
2° forza concentrata	200	0.50	197	0.75	148
Carico ripartito	207	21.20	82	0.75	61
1° forza concentrata	100	-0.70	102	-2.25	-230
2° forza concentrata	100	0.50	99	-2.25	-222
Carico ripartito	207	21.20	82	-2.25	-184
Folla	218	17.50	109	6	655

Carico complessivo:

$$F_V = 1770 \text{ kN}$$

$$e_{trasv} = 2.11 \text{ m}$$

$$M_{trasv} = 3741 \text{ kNm}$$

11.4.3 Frenatura

Tale sollecitazione risulta funzione del carico verticale totale agente sulla corsia corrispondente alla condizione di carico più gravosa (corsia n° 1) secondo la formula:

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

Nel caso in esame, quindi:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 9 \cdot 10.5 \cdot 35.0 = 690.75 \text{ kN}$$



11.4.4 Effetto vento

Si assumono come corretti i valori riportati nel Progetto Definitivo, definiti secondo la normativa del D.M. 14/09/2005.

I parametri adottati, infatti non risultano cambiare con il passaggio alla normativa vigente (D.M. 14/01/2008).

L'azione del vento è quindi assunta come un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte ed agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

Nel caso in esame risulta:

$$q_s = 102 \text{ kN}$$

11.4.5 Resistenze vincoli passivi

Per il caso in esame risultano ancora corretto il valore ottenuto come il peggiore fra i casi presentati nella relazione di calcolo del progetto definitivo:

- coefficiente d'attrito pari al 3% applicato alle azioni verticali permanenti piu' le azioni variabili da traffico
- coefficiente d'attrito pari al 5% applicato alle sole azioni verticali permanenti

Tale azione risulta pertanto essere pari a:

$$H_L = 260 \text{ kN}$$



11.4.6 Azioni sismiche

Facendo riferimento ai parametri considerati precedentemente per la analisi della struttura in condizioni sismiche (vedi capitolo 8) si riportano i valori di azioni dovute alle masse inerziali per effetto del sisma secondo la formula:

$$E_h = k_h \cdot W$$

$$E_v = k_v \cdot W$$

Dove W indica i pesi propri delle componenti strutturali e del terreno di riempimento.

Componente sismica orizzontale

	W (kN)	Eh (kN)	ey (m)	Mx (kNm)
Paraghiaia	305,81	96,94	6,12	592,80
Muro in elevazione	2531,25	802,41	2,93	2347,04
Muro andatore	1502,41	476,27	3,11	1482,10
Soletta di fondazione	4633,20	1468,72	0,00	0,00
Terreno imbarcato	6833,52	2166,23	3,11	6741,12
Totale	15806.20	5010,57	1,35	11163,06

Componente sismica verticale

	W (kN)	Ev (kN)	ex (m)	My (kNm)
Paraghiaia	305,81	48,47	-1,80	-87,25
Muro in elevazione	2531,25	401,20	-2,55	-1023,07
Muro andatore	1502,41	238,13	1,23	291,71
Soletta di fondazione	4633,20	734,36	0,00	0,00
Terreno imbarcato	6833,52	1083,11	1,23	1326,81
Totale	15806.20	2505,28	0,03	508,21

Per il carico esercitato dall'impalcato si assume che l'azione derivante dal sisma orizzontale venga assorbita dalla spalla con appoggi fissi secondo la formula:

$$E_h = 9815.67 \cdot 0.317 = 3111.57 \text{ kN}$$



Per l'effetto del sisma in direzione verticale si assume il carico dell'impalcato agente su una sola spalla (pari cioè alla metà del carico complessivo):

$$E_v = 4907.78 \cdot 0.159 = 780.34 \text{ kN}$$



12 COMBINAZIONI DI CARICO

12.1 SOLLECITAZIONI

Seguendo quanto prescritto da normativa (capitolo 2.5.2 D.M. 14/01/2008) si considerano le seguenti combinazioni di carichi:

Combinazione caratteristica

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \dots$$

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Combinazione fondamentale

$$\gamma G_1 + \gamma G_2 + \psi_{Q1} Q_{k1} + \psi_{Q2} Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

In cui i coefficienti indicati sono riportati per le diverse combinazioni di carico nelle tabelle seguenti:



		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{0i}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti puntati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) 1,30 per instabilità in strutture non precaricate esternamente.

(4) 1,20 per effetti locali.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schema 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schema 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folia)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_3	Vento a ponte scarico SLL e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_3	Vento a ponte carico SLL e SLE	0,6	0,0	0,0
	Esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5



Si riportano di seguito i coefficienti assunti per le diverse combinazioni di carico considerate:

- g₁ Peso proprio spalla
- g₂ Carichi permanenti impalcato
- g_{3a} Spinta del terreno
- g_{3b} Spinta da sovraccarico
- q₁ Carichi accidentali impalcato
- q₃ Frenatura
- q₅ Vento trasversale
- q_{6t} Spinta sismica del terreno
- q_{6xa} Sisma longitudinale su impalcato
- q_{6xb} Sisma longitudinale su spalla
- q_{6ya} Sisma trasversale su impalcato
- q_{6yb} Sisma trasversale su spalla
- q_{6z} Sisma verticale
- q₇ Resistenza vincoli

Combinazione Caratteristica (SLE)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G2	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q3		1,00	
Q5			0,60
Q6t		0,00	
Q6xa		0,00	
Q6xb		0,00	
Q6ya			0,00
Q6yb			0,00
Q6z	0,00		
Q7		0,60	

Combinazione Frequente (SLE)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G2	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q3		0,75	
Q5			0,20
Q6t		0,00	
Q6xa		0,00	



Q6xb		0,00	
Q6ya			0,00
Q6yb			0,00
Q6z	0,00		
Q7		0,75	

Combinazione Fondamentale (SLU)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	0,90		
G2	0,90		
G3,1		1,50	
G3,2		1,50	
Q1	0,00		
Q3		0,90	
Q5			1,50
Q6t		0,00	
Q6xa		0,00	
Q6xb		0,00	
Q6ya			0,00
Q6yb			0,00
Q6z	0,00		
Q7		0,90	

Combinazione sismica

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G2	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q3		0,20	
Q5			0,20
Q6t		1,00	
Q6xa		1,00	
Q6xb		1,00	
Q6ya			1,00
Q6yb			1,00
Q6z	1,00		
Q7		0,20	

Si assumono le seguenti convenzioni:

Asse x: direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto

Asse y: direzione ortogonale all'asse del viadotto

Asse z: direzione verticale

Di seguito si riportano i valori di azioni esercitate per le diverse combinazioni.



Valori caratteristici delle sollecitazioni

	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)
G1	15806,20			0,03		0,00
G2	4887,00			-3,05		0,00
G3,1		3675,61			1,95	0,00
G3,2		1159,76			2,93	0,00
Q1	1770,00			-3,05		2,60
Q3		690,75			4,95	0,00
Q5			102,00		4,95	0,00
Q6t		2168,15			1,95	0,00
Q6xa		5010,57			1,35	0,00
Q6xb		3111,57			4,95	0,00
Q6ya			5010,57		1,35	0,00
Q6yb			3111,57		4,95	0,00
Q6z	-2505,28			0,03		0,00
Q7		260,00			4,95	0,00

Combinazione caratteristica

$$G1+G2+Qk1+\psi_{02}Qk2+\dots$$

Comp. carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	15806,20	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	508,21
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	3675,61	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	7167,43
G3,2	0,00	1159,76	0,00	0,00	2,93	0,00	0,00	3392,31
Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	690,75	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	3419,21
Q5	0,00	0,00	61,20	0,00	4,95	0,00	302,94	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	156,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	772,20
Totale:	22463,20	5682,12	61,20	0,85	-0,22	2,60	4904,94	-5044,49



Combinazione frequente								
$G1+G2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$								
Comp. carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	15806,20	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	508,21
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	3675,61	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	7167,43
G3,2	0,00	1159,76	0,00	0,00	2,93	0,00	0,00	3392,31
Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	518,06	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	2564,41
Q5	0,00	0,00	20,40	0,00	4,95	0,00	100,98	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	195,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	965,25
Totale:	22463,20	5548,43	20,40	0,84	-0,25		4702,98	-5706,24

Combinazione fondamentale								
$\gamma G1G1+\gamma G2G2+\psi Q1Qk1+\psi Q2Qk2+\dots$								
Comp. carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	14225,58	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	457,39
G2	4398,30	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-13414,82
G3,1	0,00	5513,41	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	10751,15
G3,2	0,00	1739,65	0,00	0,00	2,93	0,00	0,00	5088,46
Q1	0,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	0,00	0,00
Q3	0,00	621,68	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	3077,29
Q5	0,00	0,00	153,00	0,00	4,95	0,00	757,35	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	234,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	1158,30
Totale:	18623,88	8108,73	153,00	0,09	0,38		757,35	7117,78

**Combinazione sismica**G1+G2+E+ ψ 21Qk1+ ψ 22Qk2+...

Comp. carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	15806,20	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	508,21
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	3675,61	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	7167,43
G3,2	0,00	1159,76	0,00	0,00	2,93	0,00	0,00	3392,31
Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	138,15	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	683,84
Q5	0,00	0,00	20,40	0,00	4,95	0,00	100,98	0,00
Q6t	0,00	2168,15	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	4227,89
Q6xa	0,00	5010,57	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	6741,12
Q6xb	0,00	3111,57	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	15402,25
Q6ya	0,00	0,00	5010,57	0,00	1,35	0,00	6741,12	0,00
Q6yb	0,00	0,00	3111,57	0,00	4,95	0,00	15402,25	0,00
Q6z	-2505,28	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	-80,55
Q7	0,00	52,00	0,00	0,00	4,95	0,00	0,00	257,40
Totale:	19957,92	15315,80	8142,53	1,14	0,90		26846,35	17996,05

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i valori complessivi ottenuti per le diverse combinazioni di carico secondo l'approccio STR: approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1):

Combinazioni	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	ex (m)	ez (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Caratteristica	22463,20	5682,12	61,20	0,85	-0,22	4904,94	-5044,49
Frequente	22463,20	5548,43	20,40	0,84	-0,25	4702,98	-5706,24
Fondamentale	18623,88	8108,73	153,00	0,09	0,38	757,35	7117,78
Sismica	19957,92	15315,80	8142,53	1,14	0,90	26846,35	17996,05

Si tralasciano per semplicità espositiva, i passaggi relativi alle combinazioni di carico per l'approccio tipo GEO, essendo questi assolutamente analoghi a quelli precedentemente riportati. Si riportano pertanto i valori risultanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

Combinazioni	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	ex (m)	ez (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Caratteristica	22463,20	6326,76	61,20	0,77	-0,16	4904,94	-3636,68
Frequente	22463,20	6193,08	20,40	0,76	-0,19	4702,98	-4298,43
Fondamentale	18623,88	9075,69	153,00	0,08	0,50	757,35	9229,49
Sismica	19957,92	15960,44	8142,53	1,11	0,97	26846,35	19403,85



13 PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche in riferimento ai pali di fondazione, vengono eseguite secondo il criterio degli stati limite ultimi e stati limite di esercizio, condotte con riferimento ai soli pali, e dovranno soddisfare quanto prescritto da normativa (D.M. 14/01/2008 §6.4.3).

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La struttura di fondazione in esame è costituita da una palificata di 12 pali con dimensioni:

Numero pali	n_p	12,00	
Diametro	ϕ	1200,00	mm
Lunghezza	L_p	28,00	m
Interasse pali direzione y	i_y	2,80	m
Interasse pali direzione x	i_x	3,60	m
Distanza da bordo (fila A)	bc (A)	1,10	m
Distanza da bordo (fila B)	bc (B)	1,10	m
Baricentro palificata rispetto baricentro fond.	X_{gp}	0,00	m
Area base	A_{bp}	1,13	mq
Area laterale	A_{lp}	105,56	mq
Volume	V_p	31,67	mc
Peso complessivo singolo palo	W_p	791,68	kN



13.1 ANALISI SOLLECITAZIONI SU PALI

13.1.1 Sforzo assiale e taglio

Il valore del taglio in sommità al singolo palo è valutato attraverso la formula:

$$T = \sqrt{F_X^2 + F_Y^2} / n$$

I valori degli sforzi assiali nei pali sono calcolati tenendo conto dei momenti di incastro generati dal vincolo di rotazione impedita alla testa del palo in conseguenza delle azioni orizzontali agenti.

Lo sforzo normale sul palo è valutato secondo la formula:

$$N = F_Z / n + M_R \cdot \frac{\Delta X_i}{\sum \Delta X_i^2}$$

dove si sono indicate con

ΔX_i le distanze del singolo palo dal baricentro della palificata coincidente con il baricentro della fondazione

Numero pali	n	12,00
Ordinata baricentro	Yg	5,40
Ascissa baricentro	Xg	2,80
Lunghezza elastica	λ	4,81

Palo	X	Y	Δx	Δx^2
1	0,00	0,00	-2,80	7,84
2	0,00	3,60	-2,80	7,84
3	0,00	7,20	-2,80	7,84
4	0,00	10,80	-2,80	7,84
5	2,80	0,00	0,00	0,00
6	2,80	3,60	0,00	0,00
7	2,80	7,20	0,00	0,00
8	2,80	10,80	0,00	0,00
9	5,60	0,00	2,80	7,84
10	5,60	3,60	2,80	7,84
11	5,60	7,20	2,80	7,84
12	5,60	10,80	2,80	7,84
Totale				62,72



In figura si riporta la numerazione adottata per i pali di fondazione:

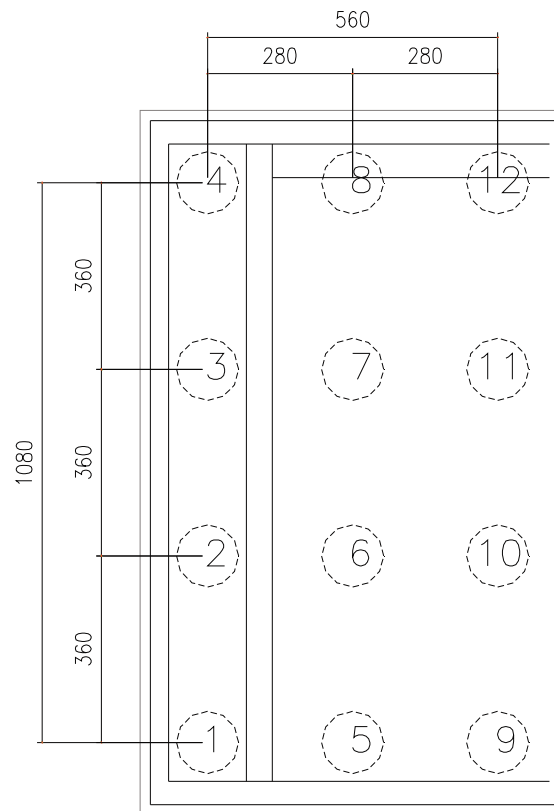


Figura 5: Disposizione pali di fondazione

Si riportano in tabella i valori di sforzo assiale e di taglio per i singoli pali in funzione delle diverse combinazioni di carico:

Combinazione caratteristiche		STR	GEO	
Momento risultante	Mr	-139,55	1268,26	kNm
eccentricità rispetto C	d	-0,01	0,06	m
eccentricità rispetto G	e	3,91	3,84	m
Momento per eccentricità	Mx	87746,03	86338,22	kNm
Spinta orizzontale	Stot	5682,12	6326,76	kN
Carico verticale	Wtot	22463,20	22463,20	kN
Azioni sui singoli pali				
N1-2-3-4		1865,70	1928,55	kN
N5-6-7-8		1871,93	1871,93	kN
N9-10-11-12		1878,16	1815,31	kN



Combinazione fondamentale		STR	GEO	
Momento risultante	Mr	7875,13	9986,84	kNm
eccentricità rispetto C	d	0,42	0,54	m
eccentricità rispetto G	e	3,48	3,36	m
Momento per eccentricità	Mx	64758,00	62646,29	kNm
Spinta orizzontale	Stot	8108,73	9075,69	kN
Carico verticale	Wtot	18623,88	18623,88	kN

Azioni sui singoli pali

N1-2-3-4	1903,56	1997,83	kN
N5-6-7-8	1551,99	1551,99	kN
N9-10-11-12	1200,42	1106,15	kN

Combinazione frequente		STR	GEO	
Momento risultante	Mr	-1003,26	404,55	kNm
eccentricità rispetto C	d	-0,04	0,02	m
eccentricità rispetto G	e	3,94	3,88	m
Momento per eccentricità	Mx	88609,74	87201,93	kNm
Spinta orizzontale	Stot	5548,43	6193,08	kN
Carico verticale	Wtot	22463,20	22463,20	kN

Azioni sui singoli pali

N1-2-3-4	1827,14	1889,99	kN
N5-6-7-8	1871,93	1871,93	kN
N9-10-11-12	1916,72	1853,87	kN

Combinazione sismica		STR	GEO	
Momento risultante	Mr	44842,39	46250,20	kNm
eccentricità rispetto C	d	2,25	2,32	m
eccentricità rispetto G	e	1,65	1,58	m
Momento per eccentricità	Mx	32993,48	31585,68	kNm
Spinta orizzontale	Stot	15315,80	15960,44	kN
Carico verticale	Wtot	19957,92	19957,92	kN

Azioni sui singoli pali

N1-2-3-4	3665,05	3727,90	kN
N5-6-7-8	1663,16	1663,16	kN
N9-10-11-12	-338,73	-401,58	kN

Viene evidenziato il valore massimo di sforzo normale e di taglio calcolato:

$$N_{\max} = 3727.90 \text{ kN}$$



	Taglio max complessivo (kN)	Tmax su singolo palo (kN)
Caratteristica	6327,06	527,25
Frequente	6193,11	516,09
Fondamentale	9076,98	756,42
Sismica	17917,49	1493,12

13.1.2 Momento flettente

Seguendo quanto esposto nella Relazione di calcolo redatta per il Progetto Definitivo, si procede per il calcolo degli spostamenti orizzontali e delle sollecitazioni sul fusto del palo facendo riferimento all'equazione della linea elastica del palo secondo la teoria di Matlock & Reese.

$$E_p J_p \cdot \frac{d^4 Y}{d^4 z} = k D y$$

dove:

z profondità generica lungo il palo con origine in testa palo

y spostamento trasversale

k modulo di reazione orizzontale del terreno

J_p momento di inerzia palo in cls

E_p modulo elasticità palo in cls

Risolvendo tale equazione differenziale si perviene ai seguenti risultati:

$$M_z = H_t \cdot \frac{\lambda}{2} \cdot e^{-\lambda/z} \cdot (\cos(z/\lambda) - \sin(z/\lambda)) \quad \text{momento lungo il fusto}$$

$$T_z = -H_t \cdot e^{-z/\lambda} \cdot \cos(z/\lambda) \quad \text{taglio lungo il fusto}$$

$$\Theta_z = 2 \cdot H_t / (k D \lambda^2) \cdot e^{-z/\lambda} \cdot \sin(z/\lambda) \quad \text{rotazioni}$$

$$Y_z = H_t / (k D \lambda) \cdot e^{-z/\lambda} \cdot (\cos(z/\lambda) + \sin(z/\lambda)) \quad \text{spostamenti}$$

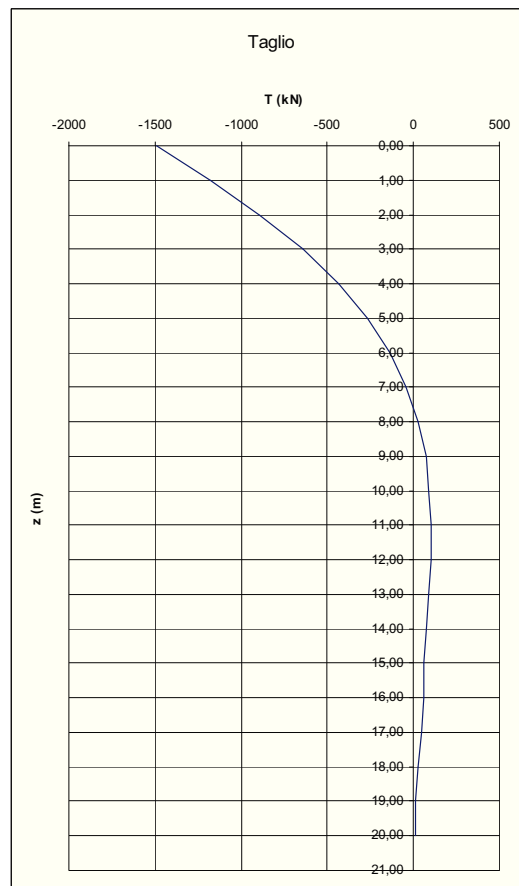
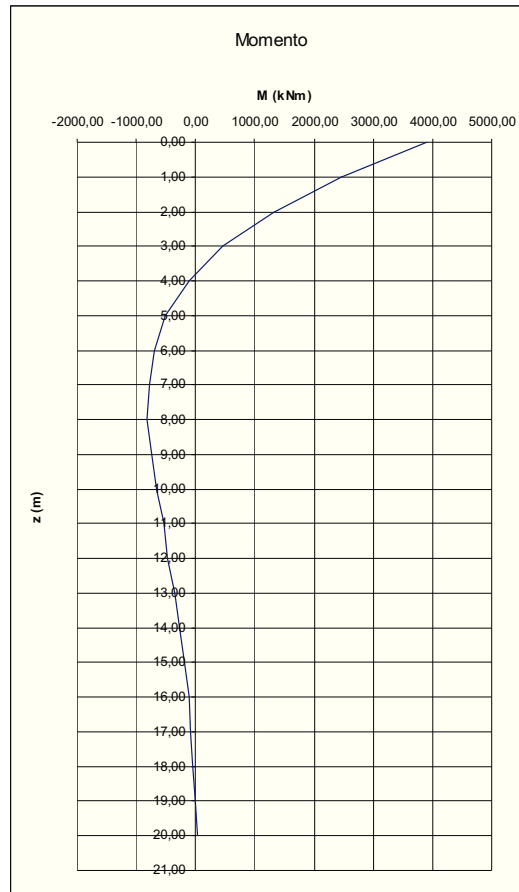
Si considera il carico più sfavorevole:

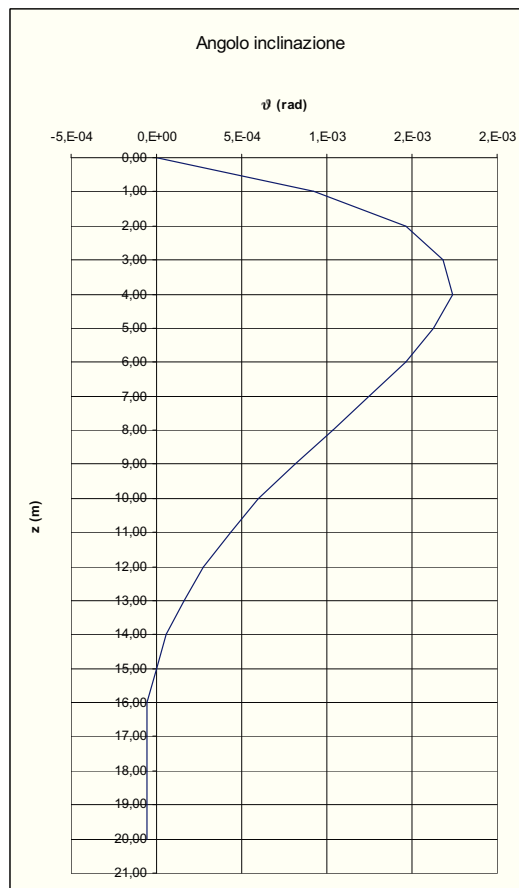
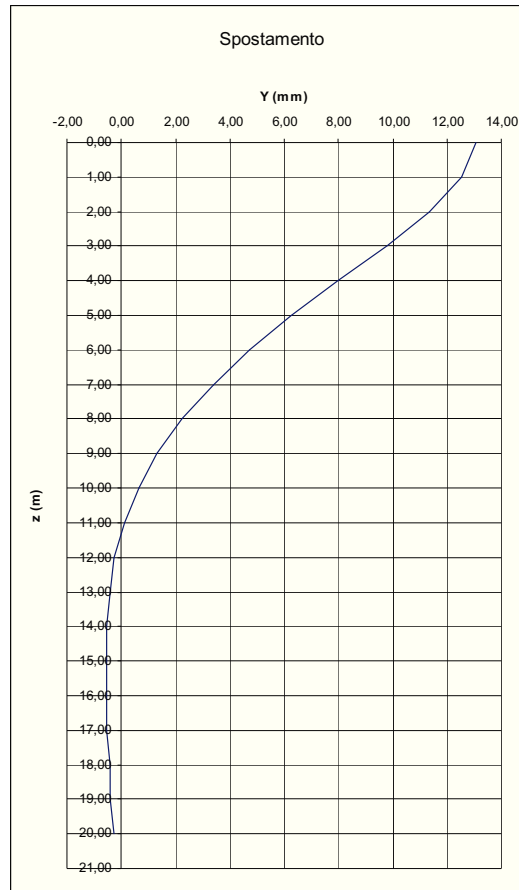
Diametro palo	D	1,2	m
Resistenza palo cls	Rck	45	N/mm ²
Momento inerzia palo	I _p	0,1018	m ⁴
Modulo elastico	E _p	31200	N/mm ²
Modulo elastico terreno	E _t	30	N/mm ²
Modulo Poisson	ν	0,3	
Modulo di reazione orizzontale terreno	k	19800	N/mc
lunghezza caratteristica	λ	4,81	m
Taglio in sommità	H _t	1330.04	kN



z	M (kNm)	T (kN)	y (mm)	ϑ (rad)
0,00	3590,96	-1493,12	13,06	0,00E+0
1,00	2262,31	-1179,57	12,54	9,24E-04
2,00	1220,93	-895,87	11,37	1,47E-03
3,00	430,92	-642,04	9,80	1,68E-03
4,00	-107,73	-433,01	7,97	1,74E-03
5,00	-466,83	-268,76	6,27	1,63E-03
6,00	-646,37	-134,38	4,70	1,47E-03
7,00	-718,19	-44,79	3,40	1,25E-03
8,00	-754,10	29,86	2,22	1,03E-03
9,00	-682,28	74,66	1,31	8,15E-04
10,00	-610,46	89,59	0,65	5,98E-04
11,00	-502,73	104,52	0,13	4,35E-04
12,00	-430,92	104,52	-0,26	2,72E-04
13,00	-323,19	89,59	-0,39	1,63E-04
14,00	-251,37	74,66	-0,52	5,43E-05
15,00	-179,55	59,72	-0,52	0,00E+0
16,00	-107,73	59,72	-0,52	-5,43E-
17,00	-71,82	44,79	-0,52	-5,43E-
18,00	-35,91	29,86	-0,39	-5,43E-
19,00	0,00	14,93	-0,39	-5,43E-
20,00	35,91	14,93	-0,26	-5,43E-

Di seguito si riportano i diagrammi derivanti dal carico in testa al palo.







Sollecitazioni massime misurate in testa al palo:

Combinazione più gravosa	Comb. sismica	
Sforzo di taglio massimo	1445,48	kN
Momento massimo	3476,37	kNm

I calcoli sopra riportati corrispondono all'approccio STRU

Approccio 1 – combinazione 1

(A1+M1+R1)

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massima calcolati secondo l'approccio GEO

Approccio 1 – combinazione 2

(A2+M2+R2)

Combinazione più gravosa	Comb. sismica	
Sforzo di taglio massimo	1493,12	kN
Momento massimo	3590,96	kNm

Le analisi seguite per ottenere i risultati sopra riportati ricalcano quelle esplicitate per l'approccio STRU con unica variante l'utilizzo di parametri geotecnici ridotti secondo i coefficienti prescritti da normativa vigente:

Parametro		M2
Tangente angolo resistenza	$\text{tg}(\varphi'k)$	1,25
Coazione efficace	$c'k$	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,40
Peso per unità di volume	γ	1,00



13.2 VERIFICHE

13.2.1 Capacità portante singolo palo

La valutazione della capacità portante nei confronti dei carichi assiali è stata eseguita secondo le indicazioni riportate nelle "Raccomandazioni sui pali di fondazione" dell'Associazione Geotecnica Italiana, tenendo conto di quanto prescritto da D.M. 14/01/2011.

Seguendo dunque la normativa vigente, il valore caratteristico di resistenza $R_{c,k}$ è determinato applicando alle resistenze calcolate ($R_{c,cal}$), ottenute attraverso l'utilizzo di parametri geotecnici, i coefficienti riportati in tabella in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_1	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_2	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il valore così ottenuto viene ulteriormente ridotto secondo i coefficienti previsti in funzione dell'approccio utilizzato per l'analisi dei carichi e della tecnologia di esecuzione dei pali, come indicato nella tabella seguente:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_c	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_a	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

La verifica viene eseguita agli stati limite ultimi secondo l'approccio GEO che prevede una riduzione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici e presenta la condizione più gravosa per le strutture di fondazione.

Tenendo conto per gli strati a grana fine del comportamento in regime non drenato (breve termine) e in regime drenato (lungo termine) si considerano i valori di portata limite del singolo palo e del palo in gruppo.

Diametro	1,20	m
Diametro	1200,00	mm
Profondità	28,00	m
Area alla base	1,13	mq
Area laterale	105,56	mq
Volume	31,67	mc
Peso proprio	791,68	kN
Peso sommerso palo	475,05	kN
numero complessivo pali	12,00	-



Si considerano le seguenti caratteristiche del terreno in esame:

Unità	γ	c'	$\varphi'k$	c_u	E'	E_u	Profondità inizio unità	Spessore
	(kN/mc)	kPa	(°)	kPa	(MPa)	(MPa)	(m)	
0	20	0	35	-	60	-	0	0,00
A	20	5	26	75	6.5	7.5	0	5,00
B	20	20	26	200	6.5	30	5	23,00

Per il calcolo della portata limite, si fa riferimento alle formulazioni denominate

- metodo α (assunto per il calcolo nel breve termine)
- metodo β (assunto per il calcolo a lungo termine)

Portata a breve termine
Metodo α
Formula
$Q_{lim}=Q_b+Q_l-W_p$

$Q_b=Ab(N_c \cdot c_u + \sigma_v)$	2669,10	kN
$Q_l=\pi \cdot \varphi \cdot \alpha \cdot c_u$	6564,36	kN
$Q_{lim} \text{ (breve)}$	8441,77	kN
φ	26,00	°è
c_u	200,00	kPa
N_c	9,00	
N_q	1,00	
σ_v	300,00	kPa
$c_u \text{ (A)}$	75,00	kPa
$c_u \text{ (B)}$	200,00	kPa
α	0,35	
σ_v	560,00	

Portata a lungo termine
Metodo β
Formula
$Q_{lim}=Q_b+Q_l-W_p$



$Q_b = A_b(N_c \cdot c + N_q \cdot \sigma_v)$	4022,04	kN
$Q_l = \pi \cdot \varphi \cdot (a + \beta \cdot \sigma_v) \cdot L$	8674,44	kN
Q_{lim} (lungo)	11904,80	kN
φ	26,00	°è
c' (A)	5,00	kPa
c' (B)	20,00	kPa
N _c	0,00	
N _q	11,85	
σ'_v	300,00	kPa
a	0,00	
β	0,27	

Considerando la riduzione di portata come prescritto da normativa vigente si ottengono in funzione delle verticali indagate i seguenti valori di Resistenza totale

Valore di resistenza di progetto singolo palo								
Numero verticali	1	2	3	4	5	7	>10	
R_d totale (kN)	4966	5446	5704	5945	6300	6595	6977	kN
R_d base (kN)	1570	1722	1803	1880	1992	2085	2206	kN
R_d laterale (kN)	3861	4235	4435	4623	4899	5128	5425	kN

Nel caso in esame si ottengono i seguenti fattori di sicurezza:

Numero verticali indagate	1
----------------------------------	---

Approccio STR

Verifica capacità portante dei pali:	Ed < Rd		
---	-------------------	--	--

Combinazione caratteristica			
Carico massimo da progetto	N _{max}	1878,16	kN
Portata limite totale dei pali	R _d	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	F_s	2,64
------------------------------	----------------------	-------------

Combinazione frequente			
Carico massimo da progetto	N _{max}	1916,72	kN
Portata limite totale dei pali	R _d	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	F_s	2,59
------------------------------	----------------------	-------------

Combinazione fondamentale			
Carico massimo da progetto	N _{max}	1903,56	kN
Portata limite totale dei pali	R _d	4965,75	kN



Fattore di sicurezza:	Fs	2,61
------------------------------	-----------	-------------

Combinazione sismica			
Carico massimo da progetto	Nmax	3665,05	kN
Portata limite totale dei pali	Rd	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	Fs	1,35
------------------------------	-----------	-------------

Approccio GEO

Verifica capacità portante dei pali:	Ed<Rd		
---	-----------------	--	--

Combinazione caratteristica			
Carico massimo da progetto	Nmax	1928.55	kN
Portata limite totale dei pali	Rd	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	Fs	2,57
------------------------------	-----------	-------------

Combinazione frequente			
Carico massimo da progetto	Nmax	1889.99	kN
Portata limite totale dei pali	Rd	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	Fs	2,63
------------------------------	-----------	-------------

Combinazione fondamentale			
Carico massimo da progetto	Nmax	1997.83	kN
Portata limite totale dei pali	Rd	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	Fs	2,48
------------------------------	-----------	-------------

Combinazione sismica			
Carico massimo da progetto	Nmax	3727.90	kN
Portata limite totale dei pali	Rd	4965,75	kN

Fattore di sicurezza:	Fs	1,33
------------------------------	-----------	-------------



13.2.2 Capacità portante pali in gruppo

Alla portata del singolo palo si associa l'incremento di portata per effetto gruppo della palificata.

Si considerano per il calcolo gli approcci di Converse Labarre e di Terzaghi Peck (o di fondazione diretta equivalente) adottando per le verifiche il minore dei due.

- Metodo di Converse Labarre:

$$Q_{\text{lim}}^G = N \cdot E \cdot Q_{\text{lim},i}$$

con

E efficienza della palificata calcolata secondo la formula:

$$E = 1 - \frac{\arctan(i/d)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n}$$

in cui

m file di pali

n numero pali per ciascuna fila

i interasse dei pali

Dalla letteratura scientifica si ricava che per terreni coesivi l'efficienza risulta minore dell'unità e tipicamente pari a $0.6 \div 0.7$, da cui:

$$Q_{\text{lim}}^G = 12 \cdot 0.6 \cdot 4966 = 35755.20 \text{ kN}$$

- Metodo di Terzaghi - Peck

Si considera la palificata ed il terreno inglobato in essa come un unico blocco (fondazione diretta equivalente). La portata limite viene dunque calcolata secondo la formula:

$$Q_{\text{lim}}^G = B_1 \cdot B_2 \cdot (N_c \cdot c_U + \gamma \cdot L) + 2 \cdot L \cdot (B_1 + B_2) \cdot c_U$$

in cui

$B_1; B_2$ dimensioni della palificata

L lunghezza dei pali

N_c coefficiente tabellato in funzione del rapporto B_1 / B_2 e L / B_2



L/B2	Nc	
	B1/B2=1	B1/B2>10
0,25	6,70	5,60
0,50	7,10	5,90
0,75	7,40	6,20
1,00	7,70	6,40
1,50	8,10	6,80
2,00	8,40	7,00
2,50	8,60	7,20
3,00	8,80	7,40
>4,00	9,00	7,50

Tabella 2: Coefficienti Nc per la fondazione diretta equivalente

da cui il valore complessivo:

$$Q_{\text{lim}}^G = 10,80 \cdot 5,60 \cdot (9 \cdot 142,86 + 25 \cdot 28) + 2 \cdot 28 \cdot (10,80 + 5,60) \cdot 142,86 = 210493,11 \text{ kN}$$

Si assume il minimo tra i valori ottenuti e si confronta con il carico complessivo trasmesso alla fondazione dalla sovrastruttura:

$$F_{V_{\text{max}}} = 22463,20 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza calcolato come rapporto fra capacità portante della palificata e valore di carico verticale massimo trasferito dalla sovrastruttura risulta pari a:

$$F_s = \frac{35755,20}{22463,20} = 1,59$$



13.3 VERIFICA DELLA SEZIONE

13.3.1 Verifica a pressoflessione

Dalle analisi precedentemente esposte, il momento massimo sul singolo palo risulta essere:

$$M_{\max} = 3476.57 \text{ kNm}$$

Lo sforzo normale massimo risulta:

$$N_{\max} = 3665.05 \text{ kN}$$

Entrambi i valori fanno riferimento alla combinazione più gravosa (combinazione sismica) calcolata secondo l'approccio STR come prescritto da normativa vigente (NTC 2008, § 6.5.3.1.1).

La verifica viene eseguita con l'applicazione VcaSLU del gruppo di programma Gelfi.

Titolo : Verifica a presso-flessione palo di fondazione

Sezione circolare cava

Raggio esterno	60	[cm]
Raggio interno	0	[cm]
N° barre uguali	36	
Diametro barre	2,6	[cm]
Copri ferro (banc.)	8	[cm]

N° barre Zoom

Tipologia Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	3665,05		0	kN
M_{xEd}	3476,57		0	kNm
M_{yEd}	0		0	

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN
 yN

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
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}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

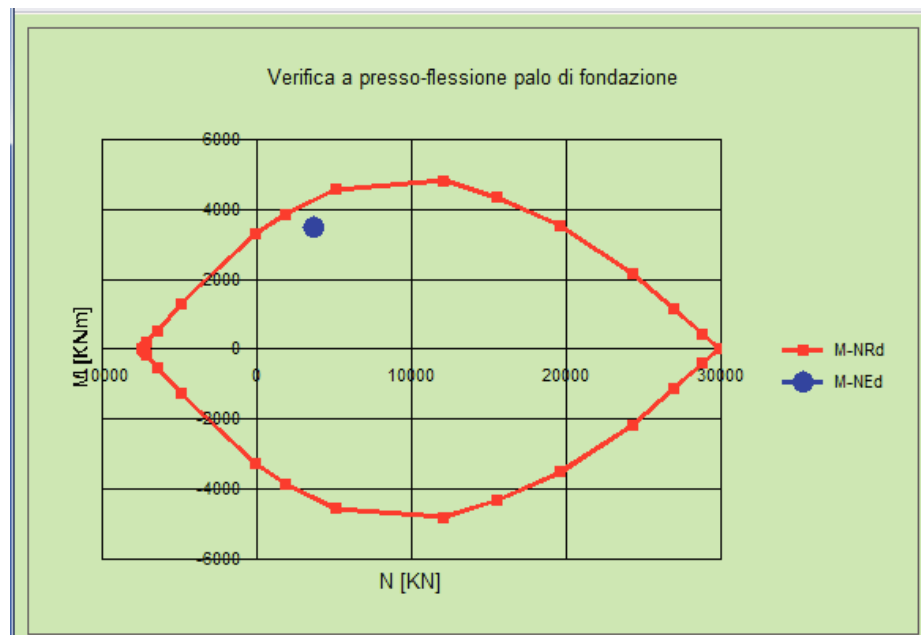
ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ



13.3.2 Verifica a trazione

Nella combinazione sismica, per effetto dell'incremento di spinta orizzontale, si verifica una sollecitazione di trazione sui pali disposti nella fila più distante dall'impalcato (pali numero 9-10-11-12). Il valore di trazione calcolato è comunque inferiore al peso proprio del palo singolo, di conseguenza non si ha un effetto di sollevamento dello stesso.



13.4 VERIFICHE A TAGLIO

Facendo riferimento a quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008, si calcola il valore di resistenza di calcolo a trazione secondo la formula:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{Yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha) \quad \text{armature a trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha)) \quad \text{taglio a compressione}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

Sezione		
D palo	120,00	cm
bw	95,00	cm
Heq	108,00	cm
copriferro	8,00	cm

Staffe		
diámetro	14,00	mm
braccia	2,00	-
passo	100,00	mm

Materiale	
CLS	
Rck	30,00
γ_m	1,60
fcd	15,60
fcts	1,10
Acciaio	
fyk	430,00
γ_s	1,15
fywd	374,00

Dalle formule sopra esposte si ottengono i seguenti valori di resistenza:

$$V_{Rsd} = 2901.67 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 2575.61 \text{ kN}$$

Da normativa deve risultare:



$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{ED}$$

con

V_{Ed} massimo sforzo di taglio agente

Taglio massimo misurato:

$$T_{\max} = 1445.48 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.



14 MURO FRONTALE

Si riportano nel presente capitolo l'analisi dei carichi e le verifiche per le sezioni del muro frontale.

14.1 ANALISI DEI CARICHI

Per il muro frontale si esegue la verifica nella sezione maggiormente sollecitata corrispondente al punto di collegamento fra muro e soletta di fondazione.

Sul muro frontale sono applicate oltre ai pesi propri delle strutture la spinta orizzontale del cuneo di terreno calcolato per una altezza pari a quella del muro frontale.

Di seguito si riportano i carichi misurati alla quota di estradosso della fondazione ed i coefficienti da applicare per le combinazioni di carico previste:

g_1	Peso proprio muro
g_2	Carichi permanenti impalcato
g_{3a}	Spinta del terreno
g_{3b}	Spinta da sovraccarico
q_1	Carichi accidentali impalcato
q_3	Frenatura
q_{6t}	Spinta sismica del terreno
q_{6xa}	Sisma longitudinale su impalcato
q_{6xb}	Sisma longitudinale su spalla
q_{6z}	Sisma verticale
q_7	Resistenza vincoli

Combinazione Caratteristica (SLE)

Permanenti	Mobili	Vento	Frenatura	Sisma x	Sisma y	Sisma z	Vincoli pass
1	1	1	0.6	0	0	0	0.6

Combinazione Frequente (SLE)

Permanenti	Mobili	Vento	Frenatura	Sisma x	Sisma y	Sisma z	Vincoli pass
1	1	0.2	0.75	0	0	0	0.75

Combinazione Fondamentale (SLU)

Permanenti	Mobili	Vento	Frenatura	Sisma x	Sisma y	Sisma z	Vincoli pass
0.9	0	1.5	0.9	0	0	0	0.9



Combinazione sismica

Permanenti	Mobili	Vento	Frenatura	Sisma x	Sisma y	Sisma z	Vincoli pass
1	1	0.2	0.2	1	1	1	0.2

Si assumono le seguenti convenzioni:

Asse x: direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto

Asse y: direzione ortogonale all'asse del viadotto

Asse z: direzione verticale

Valori caratteristici delle sollecitazioni

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mz (kNm)	Mx (kNm)
G1	2837,06			0,02		0,00	0,00	43,68
G2	4887,00			-3,05		0,00	0,00	-14905,35
G3,1		2227,36			2,14	0,00	4773,98	0,00
G3,2		902,82			3,22	0,00	2902,56	0,00
Q1	1770,00			-3,05		2,60	0,00	-5398,50
Q3		690,75			4,05	0,00	2797,54	0,00
Q5			102,00		4,05	0,00	0,00	0,00
Q6t		3027,78			2,14	0,00	6489,54	0,00
Q6xa		1080,59			2,37	0,00	2559,75	0,00
Q6xb		3738,61			4,05	0,00	15141,37	0,00
Q6ya			1080,59		2,37	0,00	0,00	0,00
Q6yb			3738,61		4,05	0,00	0,00	0,00
Q6z	-540,29			0,02		0,00	0,00	-8,32
Q7		260,00			4,05	0,00	1053,00	0,00

Di seguito si riportano i valori di azioni esercitate per le diverse combinazioni.

Combinazione caratteristica

$$G1+G2+Qk1+\psi_{02}Qk2+\dots$$

Comp carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	2837,06	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	43,68
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	2227,36	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	4773,98
G3,2	0,00	902,82	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	2902,56



Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	690,75	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	2797,54
Q5	0,00	0,00	61,20	0,00	4,05	0,00	247,86	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	156,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	631,80
Totale:	9494,06	3976,93	61,20	1,20	-0,96	2,60	4849,86	-9154,29

Combinazione frequente

$$G1+G2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$$

Comp carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	2837,06	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	43,68
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	2227,36	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	4773,98
G3,2	0,00	902,82	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	2902,56
Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	518,06	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	2098,15
Q5	0,00	0,00	20,40	0,00	4,05	0,00	82,62	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	195,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	789,75
Totale:	9494,06	3843,24	20,40	1,21	-1,02		4684,62	-9695,73

Combinazione fondamentale

$$\gamma G_1 G_2 + \gamma Q_1 Q_{k1} + \psi Q_2 Q_{k2} + \dots$$

Comp carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
-------------	---------	------	------	--------	--------	--------	----	----



G1	2553,36	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	39,31
G2	4398,30	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-13414,82
G3,1	0,00	3341,04	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	7160,97
G3,2	0,00	1354,23	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	4353,84
Q1	0,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	0,00	0,00
Q3	0,00	621,68	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	2517,78
Q5	0,00	0,00	153,00	0,00	4,05	0,00	619,65	0,00
Q6t	0,00	0,00	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	0,00
Q6xa	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6xb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	0,00
Q6yb	0,00	0,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Q7	0,00	234,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	947,70
Totale:								
	6951,66	5550,95	153,00	0,11	0,23		619,65	1604,79

Combinazione sismica

$$G1+G2+E+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$$

Comp carico	Fv (kN)	Fh x	Fh y	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	2837,06	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	43,68
G2	4887,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	0,00	0,00	-14905,35
G3,1	0,00	2227,36	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	4773,98
G3,2	0,00	902,82	0,00	0,00	3,22	0,00	0,00	2902,56
Q1	1770,00	0,00	0,00	-3,05	0,00	2,60	4602,00	-5398,50
Q3	0,00	138,15	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	559,51
Q5	0,00	0,00	20,40	0,00	4,05	0,00	82,62	0,00
Q6t	0,00	3027,78	0,00	0,00	2,14	0,00	0,00	6489,54
Q6xa	0,00	1080,59	0,00	0,00	2,37	0,00	0,00	2559,75
Q6xb	0,00	3738,61	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	15141,37
Q6ya	0,00	0,00	1080,59	0,00	2,37	0,00	2559,75	0,00
Q6yb	0,00	0,00	3738,61	0,00	4,05	0,00	15141,37	0,00
Q6z	-540,29	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	-8,32
Q7	0,00	52,00	0,00	0,00	4,05	0,00	0,00	210,60
Totale:								
	8953,77	11167,31	4839,60	1,40	1,38		22385,74	12368,83

Le sollecitazioni massime applicate sulla sezione di incastro risultano quindi essere:



Combinazioni	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	ex (m)	ez (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Caratteristica	9494,06	3976,93	61,20	1,20	-0,96	4849,86	-9154,29
Frequente	9494,06	3843,24	20,40	1,21	-1,02	4684,62	-9695,73
Fondamentale	6951,66	5550,95	153,00	0,11	0,23	619,65	1604,79
Sismica	8953,77	11167,31	4839,60	1,40	1,38	22385,74	12368,83

Tali valori sono stati calcolati secondo l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1).

Di seguito si riportano i valori calcolati secondo l'approccio GEO (A2+M2+R2) per il quale si ottengono le condizioni più gravose:

Combinazioni	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	ex (m)	ez (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Caratteristica	9494,06	4394,24	61,20	1,09	-0,86	4849,86	-8130,87
Frequente	9494,06	4260,55	20,40	1,09	-0,91	4684,62	-8672,30
Fondamentale	6951,66	6176,91	153,00	0,10	0,45	619,65	3139,93
Sismica	8953,77	11584,62	4839,60	1,36	1,50	22385,74	13392,25

14.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Volendo considerare per la verifica una sezione di larghezza unitaria, si riportano i valori massimi di sollecitazione per metro lineare:

$$L = 12.50 \text{ m} \quad \text{larghezza muro frontale}$$

Approccio STRU (A1+M1+R1)

Condizione massimo carico assiale:

$$N_{\max} = F_v / L = 804.58 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x,\min} = M_x / L = 411.01 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{y,\min} = M_y / L = -775.79 \text{ kNm/ml}$$

Condizione massimo momento flettente

$$N_{\min} = F_v / L = 758.79 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x,\min} = M_x / L = 1897.10 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{y,\min} = M_y / L = 1048.21 \text{ kNm/ml}$$

Approccio GEO (A2+M2+R2)



Condizione massimo carico assiale

$$N_{\max} = F_V / L = 804.58 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x,\min} = M_X / L = 411.01 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{y,\min} = M_Y / L = -689.06 \text{ kNm/ml}$$

Condizione massimo momento flettente

$$N_{\min} = F_V / L = 758.79 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x,\min} = M_X / L = 1897.10 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{y,\min} = M_Y / L = 1134.94 \text{ kNm/ml}$$

La sezione da verificare è armata con barre $\phi 22 / 20$.

Come prescritto da normativa vigente (NTC 2008, § 6.5.3.1.1) la verifica al raggiungimento delle resistenze negli elementi strutturali deve essere eseguita considerando le condizioni di massimo carico per l'approccio tipo STR.



Titolo : Verifica sezione incastro muro-fondazione (Nmax)

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	19,01	5
2	19,01	195

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

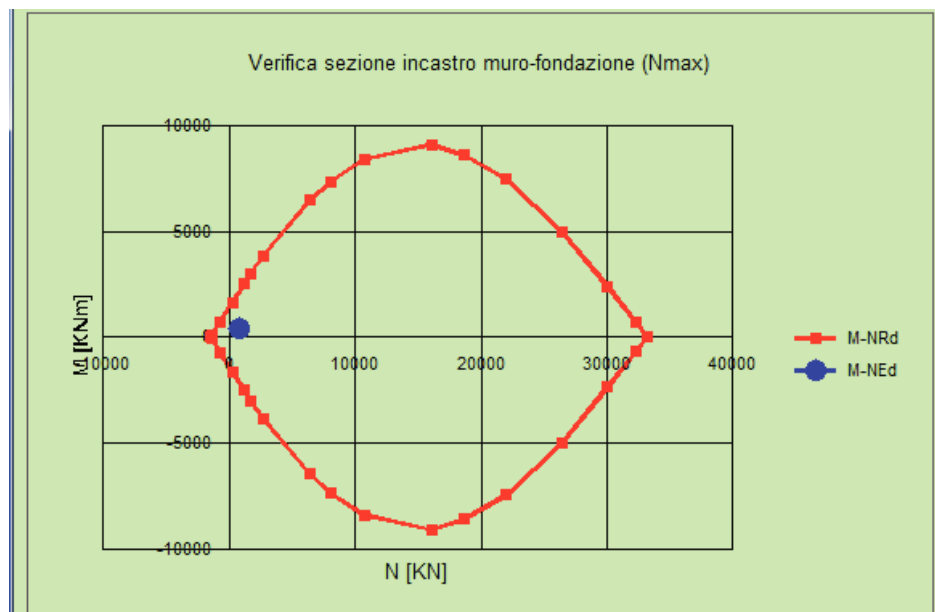
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{cl} 1,971

Lato acciaio - Acciaio snervato
 M_{xRd} 2.193 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,078 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 195 cm
 x 8,505 w/d 0,04361
 δ 0,7

Metodo n
 N_{Ed} 804,58 kN
 M_{xEd} 411,10 kNm
 M_{yEd} -755,79 kNm

Calcola MRd **Dominio M-N**
 N* rett. 100
 L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso





Titolo : Verifica sezione incastro muro-fondazione (Mmax)

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19,01	5
2	19,01	195

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{cl} 1,971

M xRd 2.150 kN m

σ_c 15,07 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,02 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 195 cm
x 8,35 x/d 0,04282
 δ 0,7

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

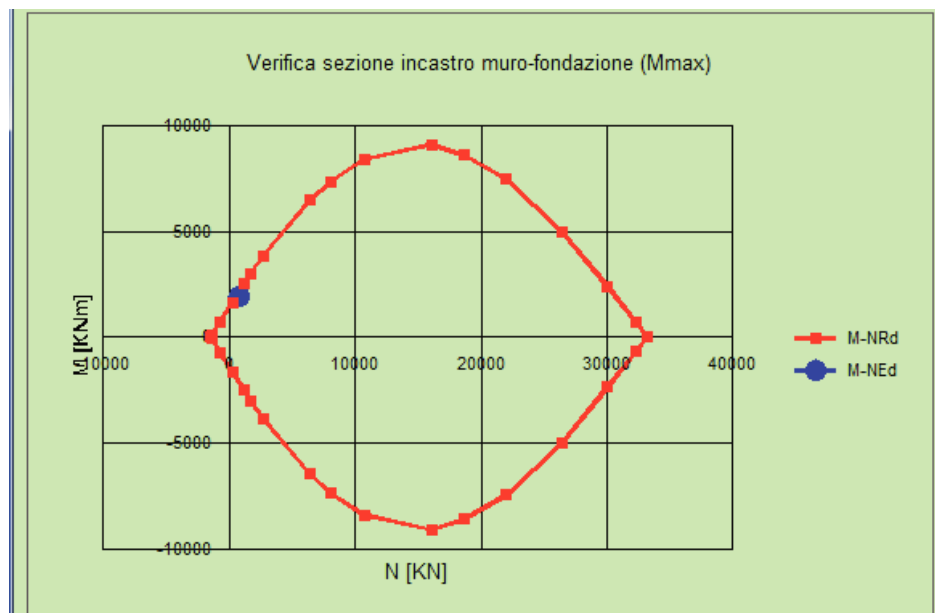
Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Le verifiche risultano soddisfatte.

14.3 VERIFICA A TAGLIO

Facendo riferimento a quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008 (§4.1.2.1.3.2), si calcola il valore di resistenza di calcolo a trazione tenendo conto degli elementi resistenti dell'ideale traliccio formato da armature trasversali, armature longitudinali, corrente compresso in calcestruzzo e puntoni d'anima inclinati, secondo la formula:



$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{Yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha) \quad \text{armature a trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha)) \quad \text{taglio a compressione}$$

dove:

α angolo inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della sezione

A_{sw} area della armatura trasversale

s passo dell'armatura trasversale

ϑ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto asse della trave

α_c coefficiente maggiorativi calcolato in funzione della tensione media di compressione nella sezione

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.

Perché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$V_{Ed} \leq \min\{V_{Rsd}, V_{Rcd}\}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

Sezione

h	200.00	cm
bw	100.00	cm
d	195.00	cm
copriferro	5.00	cm

Armatura trasversale

diametro	1.60	cm
passo	30.00	cm

Materiale

CLS

Rck	35,00	MPa
γ_c	1,50	
fcd	15,87	MPa
fctm	2.76	MPa

Acciaio

fyk	450,00	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391.30	MPa



Dalle formule sopra esposte si ottengono i seguenti valori di resistenza considerando armatura trasversale costituita da barre $\phi 16/30$:

$$\alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$A_{sw} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

$$\cot(\vartheta) = 2.5$$

$$\alpha_c = \left(1 + \frac{\sigma_{CP}}{f_{CD}} \right) = 1.03$$

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.94 \text{ MPa}$$

$$V_{Rsd} = 1150.63 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Rcd} = 4876.86 \text{ kN/ml}$$

Da normativa deve risultare:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{ED}$$

con

Ved massimo sforzo di taglio agente calcolato tenendo conto delle componenti lungo la direzione x e y secondo la formula:

$$V_{Ed} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 1063.97 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.



15 SOLETTA DI FONDAZIONE

Per la verifica delle sezioni della soletta di fondazione, si fa riferimento allo schema di mensola incastrata considerando una sezione di larghezza unitaria e con incastro in corrispondenza alla sezione di contatto muro – fondazione.

Come nel caso precedente (capitolo 14) volendo verificare il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, si fa riferimento alle sollecitazioni calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1+R1).

Sulla soletta insistono i carichi verticali di tutta l'opera oltre ai carichi portati dall'impalcato ed i momenti dovuti alle spinte orizzontali statiche del terreno, alle forze innescate dall'evento sismico oltre ai carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato attraverso gli apparecchi di appoggio.

Di seguito si riportano i valori risultanti per le diverse combinazioni di carico ottenuti secondo l'analisi dei carichi esposta al capitolo 11 della presente Relazione:

Combinazioni	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)	Mx (kNm)
Caratteristica	22463,20	5682,12	61,20	4904,94
Frequente	22463,20	5548,43	20,40	4702,98
Fondamentale	18623,88	8108,73	153,00	757,35
Sismica	19957,92	15315,80	8142,53	26846,35

15.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Assumendo che la fondazione poggi direttamente sul terreno si ottiene la distribuzione delle pressioni secondo le formule:

$$\sigma = \frac{F_v}{A} \pm \frac{M}{W}$$

in cui

A Area di base della fondazione.

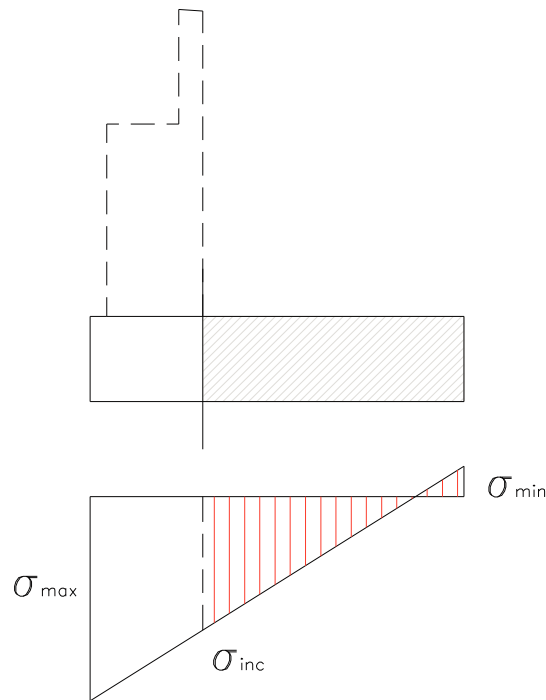
W Rigidezza a flessione della fondazione.

Per la verifica delle armature longitudinali lungo la direzione x (coincidente con l'asse longitudinale della strada) si considerano le seguenti pressioni calcolate secondo la combinazione sismica, in quanto più gravosa.

Combinazioni	N/A	Mx/W	σ max	σ min
--------------	-----	------	--------------	--------------



	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
Caratteristica	218,17	36,64	254,81	181,53
Frequente	218,17	35,14	253,31	183,03
Fondamentale	180,88	5,66	186,54	175,22
Sismica	193,84	200,57	394.41	-6,73



Dove il termine σ_{inc} corrisponde alla pressione esercitata in corrispondenza della sezione di incastro ed è calcolata mediante la formula:

$$\sigma_{inc} = \left(\frac{\sigma_{max} + |\sigma_{min}|}{L} \cdot a4 \right) - |\sigma_{min}| = 273.55 \text{ kPa}$$

Il carico assiale esercitato sulla sezione in esame è funzione della spinta statica e dinamica del terreno agente per lo spessore della soletta e dalla spinta dovuta alla inerzia della soletta in conseguenza all'evento sismico.

Il taglio agente sulla sezione sarà la risultante della reazione esercitata dal terreno alleggerita del peso della mensola indagata.

Il momento viene calcolato in funzione dell'eccentricità delle sollecitazioni taglianti rispetto al punto di incastro.

	Fv (kN/ml)	braccio (m)	M (kNm/ml)
Reazione terreno	727.64	1,77	1290,35
Peso proprio mensola	-245,25	2,73	-668,31
Totale	482,39	1,29	622,04

	Spinta Statica	Spinta Dinamica	Spinta Risultante



Terreno	85,20	180,84	266,04
Fondazione	0,00	93,41	93,41
Fh tot (kN/ml)			359,45

La sezione viene quindi verificata per le seguenti sollecitazioni:

Sforzo assiale	N (kN/ml)	359,45
Momento Flettente	M (kNm/ml)	622,04
Sforzo di taglio	T (kN/ml)	482,39

L'armatura prevista in direzione x è costituita da barre $\phi 22 / 20$.

Titolo : Verifica sezione soletta di fondazione

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19,01	5
2	19,01	175

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

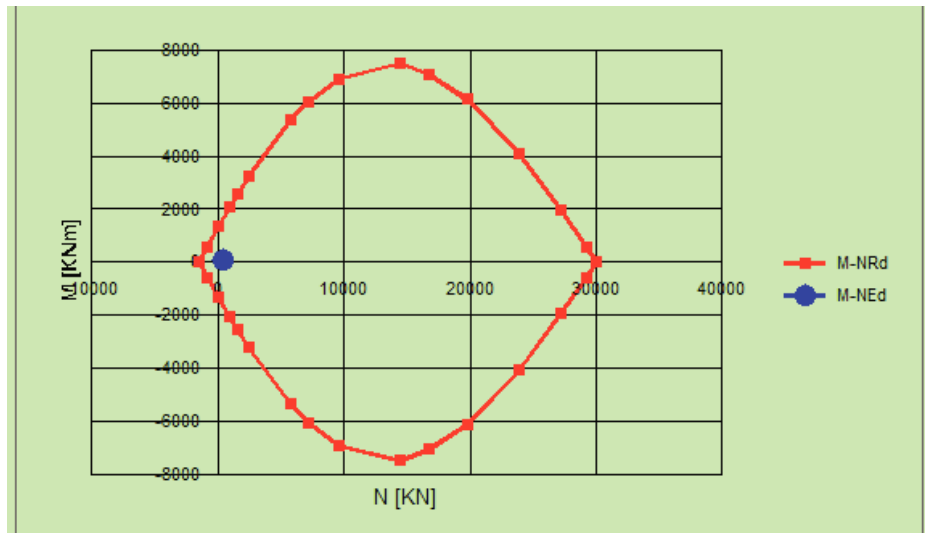
M_{xRd} kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,736 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 175 cm
x 6,817 x/d 0,03896
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso



15.2 VERIFICA A TAGLIO

Facendo riferimento a quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008 (§4.1.2.1.3.1), si calcola il valore di resistenza di calcolo a trazione per elemento fessurato a momento secondo la formula:

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

dove:

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

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

Geometria	
sezione	
h (mm)	1800,00
bw (mm)	1000,00
c (mm)	50,00
d (mm)	1750,00
Ac (mmq)	1800000,00



Armatura
longitudinale

ϕ (mm)	22,00
passo (mm)	200,00
numero	5,00
Asl	1900,66

Materiale	
CLS	
Rck (MPa)	35,00
γ_m	1,60
fcd (MPa)	15,87
fctk (MPa)	1,10
Acciaio	
fyk (MPa)	450,00
γ_s	1,15
fywd (Mpa)	391.30

Dalle formule sopra esposte si ottengono i seguenti valori di resistenza:

Ned	359.450	kN/ml	
σ_{cp}	0,20	N/mm ² /ml	Verificato
ρ_1	0,00		Verificato
k	1,34		Verificato
v min	0,23	N/mm ² /ml	
Vrdmin	459,79	kN/ml	
Vrd	468,99	kN/ml	Verificato

Taglio esercitato sulla sezione risulta essere:

$$V_{Ed} = 482.39 \text{ kN/ml}$$

La sezione non risulta verificata.

Facendo riferimento a quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008 (§4.1.2.1.3.2), si calcola il valore di resistenza di calcolo a trazione tenendo conto degli elementi resistenti dell'ideale traliccio formato da armature trasversali, armature longitudinali, corrente compresso in calcestruzzo e puntoni d'anima inclinati, secondo la formula:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{Yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha) \quad \text{armature a trazione}$$



$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha)) \text{ taglio a compressione}$$

dove:

α angolo inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della sezione

A_{sw} area della armatura trasversale

s passo dell'armatura trasversale

ϑ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto asse della trave

α_c coefficiente maggiorativi calcolato in funzione della tensione media di compressione nella sezione

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.

Perché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$V_{Ed} \leq \min\{V_{Rsd}, V_{RCd}\}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

Sezione

h	180.00	cm
bw	100.00	cm
d	175.00	cm
copriferro	5.00	cm

Armatura trasversale

diametro	1.60	cm
passo	20.00	cm

Materiale

CLS

Rck	35,00	MPa
γ_c	1,50	
fcd	15,87	MPa
fctm	2.76	MPa

Acciaio

fyk	450,00	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391.30	MPa

Dalle formule sopra esposte si ottengono i seguenti valori di resistenza considerando armatura trasversale costituita da barre $\phi 16/20$:



$$\alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$A_{sw} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$\cot(\vartheta) = 2.5$$

$$\alpha_c = \left(1 + \frac{\sigma_{CP}}{f_{CD}} \right) = 1.12$$

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.94 \text{ MPa}$$

$$V_{Rsd} = 1548.45 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Rcd} = 4759.10 \text{ kN/ml}$$

Da normativa deve risultare:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{ED}$$

con

V_{Ed} massimo sforzo di taglio agente calcolato tenendo conto delle componenti lungo la direzione x e y secondo la formula:

$$V_{Ed} = 482.23 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.



16 MURO ANDATORE

Il muro andatore presenta due componenti distinte sia per armatura che per dimensioni geometriche:

VELETTA

Lunghezza	Lv	5,35	m
Spessore	Sv	0,65	m
Altezza massima	Hv max	2,41	m
Altezza minima	Hv min	2,10	m
	diametro (cm)	passo (cm)	
Armatura verticale	20	20	
Armatura longitudinale	18	30	

MURO IN SPESSORE

Lunghezza	Lma	5,35	m
Spessore	Sma	1,00	m
Altezza	Hma	4,05	m
	diametro (cm)	passo (cm)	
Armatura verticale	20	20	
Armatura longitudinale	18	30	

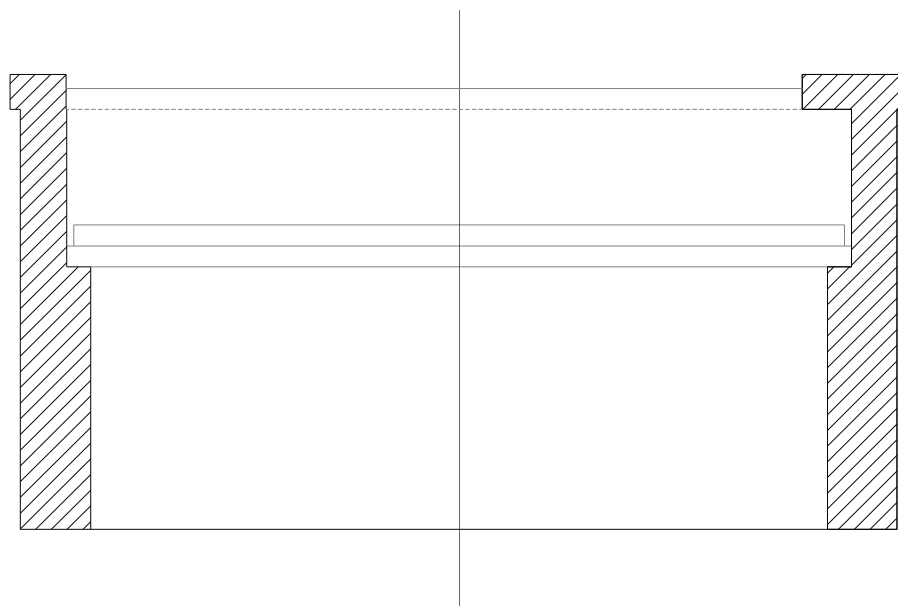


Figura 6: Schema muri andatori



16.1 ANALISI DEI CARICHI

Sul muro andatore agiscono, oltre al peso proprio del muro stesso e le forze di inerzia innescate dall'evento sismico, la spinta esercitata dal terreno imbarcato e l'incremento di spinta causato dalla presenza del sovraccarico stradale sul terreno imbarcato.

16.1.1 Carichi permanenti

Considerando i valori assunti nella analisi dei carichi sviluppata al capitolo 11 della presente Relazione, si riporta il carico dovuto al peso proprio del singolo muro andatore:

	Volume (mc)	Peso unità di volume (kN/mc)	Peso proprio (kN)	eccentricità (m)	Momento rispetto bar fond (kNm)
Muro andatore	15,03	25	375,63	+1.25	469,53

Per il calcolo della spinta statica esercitata dal terreno considero una colonna di terreno con altezza pari all'altezza del muro:

$$S_{ma} = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot H_{ma}^2 \cdot k_0 = 161.91 \text{ kN/ml}$$

in cui si sono considerati i parametri caratteristici del terreno di rinterro previsto a tergo delle spalle in esame, di seguito riportate:

TERRENO DI RIPORTO

Peso per unità di volume	γ_r	19,00 kN/mc
coesione	c'	1,25 kPa
angolo di attrito interno	φ'	36,00 (°)
angolo di attrito muro terreno	δ	24,00 (°)
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.41

La sede stradale trasmette al terreno un carico distribuito assunto pari a:

$$q_s = 20.00 \text{ kPa}$$

Considerando un solo muro andatore e data la simmetria del carico si considera un carico pari alla metà di quello indicato.

Tale carico ridotto fornisce un incremento di spinta orizzontale calcolato secondo la formula:



$$\Delta S_q = \frac{q_s}{2} \cdot H_{ma} \cdot k_0 = 26.51 \text{ kN/ml}$$

16.1.2 Carichi accidentali

Sul terreno di rinterro sono trasmessi attraverso la sede stradale carichi dovuti alla presenza di traffico.

Tale carico è stato stimato per l'impalcato attraverso la suddivisione della careggiata in corsie con carichi distribuiti definiti come da normativa vigente (vedi §11.4.2).

Come visto per il caso del carico permanente portato, considerando un unico muro andatore e assumendo il carico accidentale come carico simmetrico, si valuta un incremento di spinta orizzontale per carichi accidentali pari a:

$$F_{Va} = \frac{1770}{2} = 885 \text{ kN}$$

Considerando l'area su cui insiste tale carico si assume un carico distribuito pari a:

$$q_{sa} = 18.04 \text{ kPa}$$

Da cui l'incremento di spinta legata al carico mobile:

$$\Delta S_{sa} = 47.82 \text{ kN/ml}$$

16.1.3 Carichi per presenza di sisma

Considerando i valori di coefficienti di spinta sismica adottati per l'analisi dell'opera in esame

coefficiente sismico orizzontale	Kh	0,32
coefficiente sismico verticale	Kv	0,16

Per il terreno imbarcato entro i muri andatori, essendo tale volume racchiuso entro uno spazio definito, si assume come spinta dovuta alla presenza di un sisma, il peso del volume di terreno in esame moltiplicato per il coefficiente sismico.

Tale assunzione è giustificata dal fatto di considerare il terreno in esame come peso agente sulla soletta di fondazione e pertanto, seguendo quanto prescritto dalla normativa vigente, deve essere moltiplicato per un adeguato coefficiente sismico. Tale azione è considerata in un'unica direzione e pertanto agente completamente su uno dei due muri andatori (in funzione della direzione del sisma).

Per i calcoli si considerano pertanto le seguenti azioni sismiche:

Masse inerziali	Eh (kN/ml)	Ev (kN/ml)
Muri andatori	120.20	60.10
Terreno imbarcato	409.21	211.21

Tali risultanti sono da intendersi applicate ai baricentri delle masse.



16.1.4 Combinazioni di carico

Ripercorrendo le combinazioni di carico definite al capitolo 12 della presente Relazione, si ottengono le seguenti sollecitazioni agenti sul muro andatore.

- g_1 Peso proprio muro andatore
- g_{31} Spinta del terreno
- g_{32} Spinta da sovraccarico
- q_1 Carichi accidentali per traffico
- q_{6y} Sisma trasversale su masse inerziali
- q_{6z} Sisma verticale

Combinazione Caratteristica (SLE)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q6y			0,00
Q6z	0,00		

Combinazione Frequente (SLE)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q6y			0,00
Q6z	0,00		

Combinazione Fondamentale (SLU)

	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	0,90		
G3,1		1,50	
G3,2		1,50	
Q1	0,00		
Q6y			0,00
Q6z	0,00		

Combinazione sismica



	Fv (kN)	Fhx (kN)	Fhy (kN)
G1	1,00		
G3,1		1,00	
G3,2		1,00	
Q1	1,00		
Q6yb			1,00
Q6z	1,00		

Si assumono le seguenti convenzioni:

Asse x: direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto

Asse y: direzione ortogonale all'asse del viadotto

Asse z: direzione verticale

Di seguito si riportano i valori di azioni esercitate per le diverse combinazioni

Valori caratteristici delle sollecitazioni

	Fv (kN)	Fh x (kN)	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mz	Mx
G1	375,63		1,25		0,00	0,00	469,54
G2	,		0,00				
G3,1		268,40	0,00	2,14	0,00	575,27	0,00
G3,2		26,36		3,21	0,00	84,62	0,00
Q1	0,00	115,74	0,00	3,21		371,53	0,00
Q3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q5				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6t		0,00		0,00	0,00	0,00	0,00
Q6xa		120,20		3,21	0,00	385,84	0,00
Q6xb		409,21		3,21	0,00	1313,56	0,00
Q6ya			0,00		0,00	0,00	0,00
Q6yb				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6z	60,10		0,50		0,00	0,00	30,05
Q7		0,00	,	0,00	0,00	0,00	
Totale	435,73	939,91		2,91	1,15	2730,82	499,59

Combinazione caratteristica

$$G1+G2+Qk1+\psi_{02}Qk2+...$$

Componente carico	Fv (kN)	Fh x	ex (m)	ez (m)	ey (m)	My	Mx
G1	375,63	0,00	1,25		0,00	469,54	0,00
			0,00			0,00	0,00
G3,1	0,00	268,40	0,00	2,14	0,00	0,00	575,27
G3,2	0,00	26,36		3,21	0,00	0,00	84,62
Q1	0,00	115,74	0,00	3,21		0,00	371,53
			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



				3,21	0,00	0,00	0,00
				3,21	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,50		0,00	0,00	0,00
			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale:	375,63	410,50	1,14	2,75	2,60	469,54	1031,41

Combinazione frequente
$G1+G2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+...$

Componente carico	Fv (kN)	Fh x	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	375,63	0,00	1,25		0,00	469,54	0,00
			0,00			0,00	0,00
G3,1	0,00	268,40	0,00	2,14	0,00	0,00	575,27
G3,2	0,00	26,36		3,21	0,00	0,00	84,62
Q1	0,00	115,74	0,00	3,21		0,00	371,53
			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
				3,21	0,00	0,00	0,00
				3,21	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,50		0,00	0,00	0,00
			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale:	375,63	410,50	1,14	2,75		469,54	1031,41

Combinazione fondamentale
 $\gamma G1G1+\gamma G2G2+\psi Q1Q_{k1}+\psi Q2Q_{k2}+...$

Componente carico	Fv (kN)	Fh x	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	338,07	0,00	1,25		0,00	422,58	0,00
			0,00			0,00	0,00
G3,1	0,00	402,60	0,00	2,14	0,00	0,00	862,91
G3,2	0,00	39,54		3,21	0,00	0,00	126,92
Q1	0,00	0,00	0,00	3,21		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	0,00
				3,21	0,00	0,00	0,00
				3,21	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6z	0,00	0,00	0,50		0,00	0,00	0,00
			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale:	338,07	442,14	0,96	2,24		422,58	989,83

**Combinazione sismica**G1+G2+E+ $\psi_{21}Q_{k1}$ + $\psi_{22}Q_{k2}$ +...

Componente carico	Fv (kN)	Fh x	ex (m)	ez (m)	ey (m)	Mx	My
G1	375,63	0,00	1,25		0,00	469,54	0,00
			0,00			0,00	0,00
G3,1	0,00	268,40	0,00	2,14	0,00	0,00	575,27
G3,2	0,00	26,36		3,21	0,00	0,00	84,62
Q1	0,00	115,74	0,00	3,21		0,00	371,53
			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
				3,21	0,00	0,00	0,00
				3,21	0,00	0,00	0,00
Q6ya	0,00	409,21	0,00		0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00
Q6z	60,10	0,00	0,50		0,00	30,05	0,00
			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale:	435,73	819,71	0,61	2,37		499,59	1031,41



16.2 VERIFICHE DELLE SEZIONI

Nell'ambito dell'analisi dei muri andatori, si assume la teoria di calcolo delle sollecitazioni per piastre e lastre caricate sul piano.

Attraverso una modellazione della struttura in elementi finiti è possibile evidenziare le zone che risulteranno maggiormente sollecitate dal carico applicato.

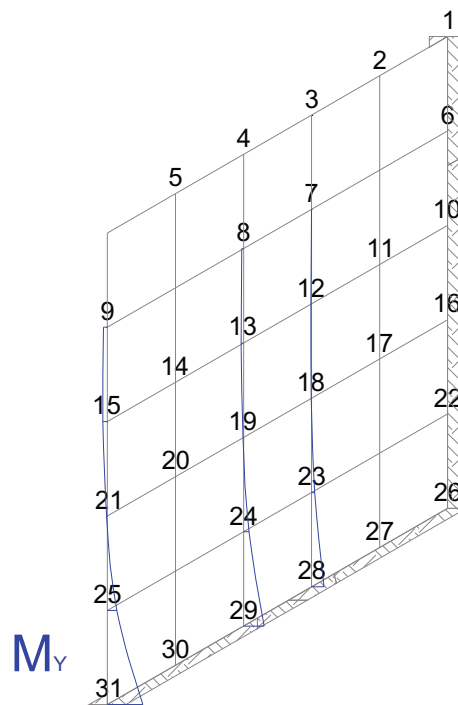


Figura 7: Schema di diffusione momento flettente modello FEM

Lo schema evidenzia come il momento massimo si sviluppi nella sezione più lontana dalla superficie di contatto muro andatore – muro frontale.

Lo schema statico di riferimento considerato per il muro in esame è riportato nella immagine seguente in cui si evidenziano i diversi contributi forniti dalle spinte statiche e dinamiche del terreno (andamento delle pressioni lineare) e dai sovraccarichi permanenti o mobili della struttura stradale (andamento delle pressioni costante) oltre che la spinta dovuta alle masse inerziali innescata dall'evento sismico.

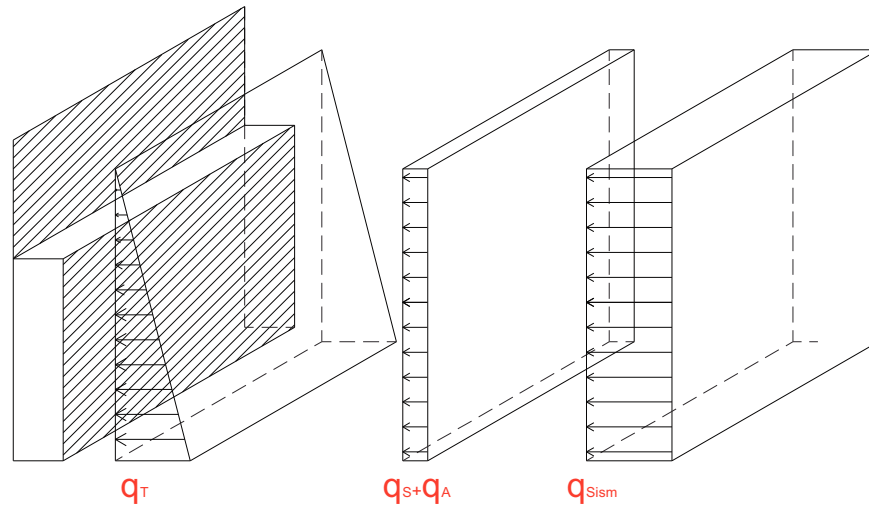


Figura 8: Schema statico muro andatore

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche eseguite per le due sezioni maggiormente sollecitate:

- sezione contatto veletta – muro in spessore
- sezione contatto muro in spessore – fondazione

16.3 SEZIONE DI CONTATTO VELETTA – MURO IN SPESSORE

Il modello statico di riferimento è quello di trave incastrata con estremo libero.

Su tale mensola agiscono le seguenti sollecitazioni calcolate nella condizione sismica e secondo l'approccio STR (A1+M1+R1) facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria.

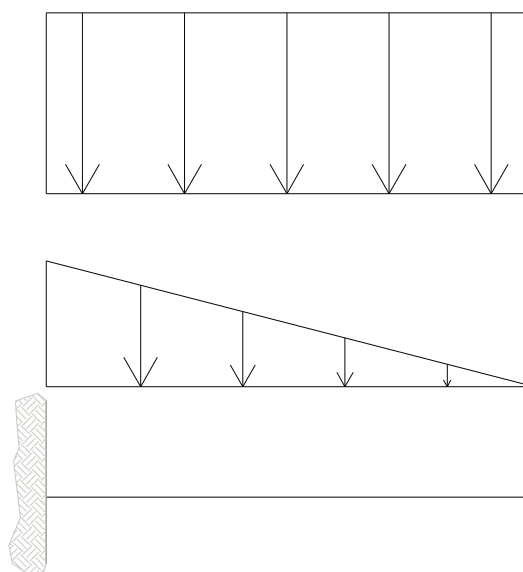


Figura 9: Schema statico adottato



16.3.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla sezione in esame risultano essere:

- Peso proprio della struttura (g1)
- Spinta terreno (g3,1)
- Carico permanente portato (g3,2)
- Carico accidentale da traffico (q1)
- Spinta masse inerziali (q6)

Tenendo conto dei valori di carico come espressi al capitolo 11 della presente Relazione, si riportano i valori assunti nella analisi per la sezione in esame:

VELETTA

Lunghezza	Lv	5,35	m
Spessore	Sv	0,65	m
Altezza massima	Hv max	2,41	m

$$g1 \quad F_V = 25 \cdot 0.65 \cdot 2.41 = 39.16 \text{ kN/ml}$$

$$g3,1 \quad S_T = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 2.41^2 \cdot 0.41 = 22.62 \text{ kN/ml}$$

$$g3,2 \quad S_S = \frac{20}{2} \cdot 0.41 \cdot 2.41 = 9.88 \text{ kN/ml}$$

$$q1 \quad S_A = \frac{1770}{2 \cdot 10.5 \cdot 5.35} \cdot 0.41 \cdot 2.41 = 15.56 \text{ kN/ml}$$

$$q6 \quad S_H = 39.16 \cdot 0.316 + 480.79 \cdot 0.316 = 164.31 \text{ kN/ml}$$

	Fv	Fh	ez	My
G1	39,16			
G3,1		22,62	0,80	18,17
G3,2		9,88	1,21	11,91
Q1		15,56	1,21	18,75
Q6		164,31	1,21	197,99
Totale	39,16	212,37	1,16	246,82

16.3.2 Verifica a presso-flessione

La verifica viene eseguita sulla sezione di dimensioni 0.65 m in altezza per 1.00 m di base, armata con barre $\phi 20/20$:



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	60

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipologia flessione
 Retta Deviata

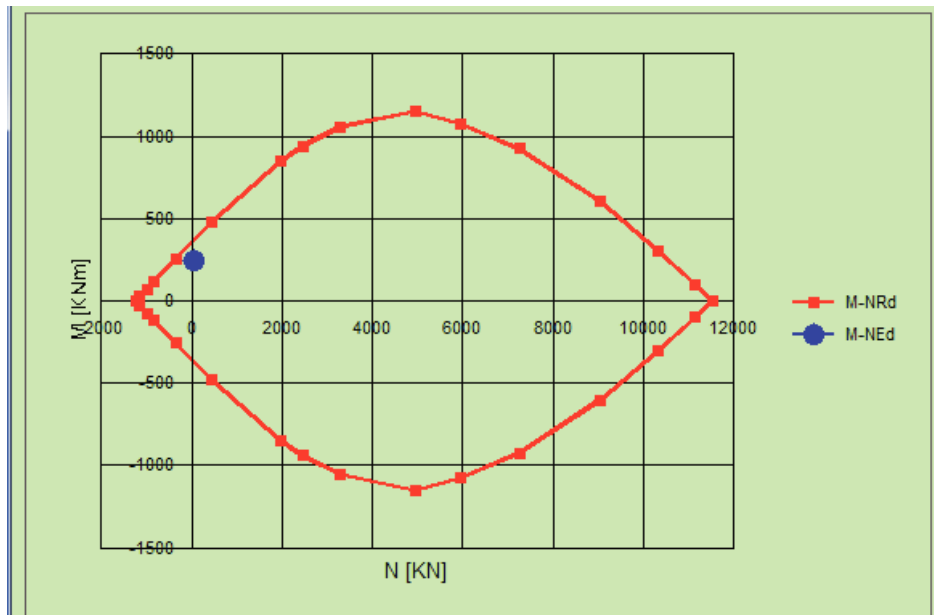
Materiali
B450C C28/35

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	15,87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
N° rett.
 Precompresso



La sezione risulta verificata.

16.3.3 Verifica a taglio

Facendo riferimento a quanto prescritto nel D.M. 14/01/2008 (§4.1.2.1.3.2), si calcola il valore di resistenza di calcolo a trazione tenendo conto degli elementi resistenti dell'ideale traliccio formato da armature trasversali, armature longitudinali, corrente compresso in calcestruzzo e puntoni d'anima inclinati, secondo la formula:



$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{Yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha) \quad \text{armature a trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) / (1 + \cot^2(\alpha)) \quad \text{taglio a compressione}$$

dove:

α angolo inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della sezione

A_{sw} area della armatura trasversale

s passo dell'armatura trasversale

ϑ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto asse della trave

α_c coefficiente maggiorativi calcolato in funzione della tensione media di compressione nella sezione

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.

Perché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$V_{Ed} \leq \min\{V_{Rsd}, V_{Rcd}\}$$

Nel caso in esame si assumono i seguenti valori:

Sezione

h	65.00	cm
bw	100.00	cm
d	60.00	cm
copriferro	5.00	cm

Armatura trasversale

diametro	1.60	cm
passo	30.00	cm

Materiale

CLS

Rck	35,00	MPa
γ_c	1,50	
fcd	15,87	MPa
fctm	2.76	MPa

Acciaio

fyk	450,00	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391.30	MPa



Dalle formule sopra esposte si ottengono i seguenti valori di resistenza considerando armatura trasversale costituita da barre $\phi 18/30$:

$$\alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$A_{sw} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

$$\cot(\vartheta) = 2.5$$

$$\alpha_c = \left(1 + \frac{\sigma_{CP}}{f_{CD}} \right) = 1.03$$

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.94 \text{ MPa}$$

$$V_{Rsd} = 484.68 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Rcd} = 4876.86 \text{ kN/ml}$$

Da normativa deve risultare:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{ED}$$

con

V_{Ed} massimo sforzo di taglio agente calcolato tenendo conto delle componenti lungo la direzione x e y secondo la formula:

$$V_{Ed} = 246.82 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.



16.4 SEZIONE DI CONTATTO MURO IN SPESSORE – FONDAZIONE

Sull'elemento avente dimensioni riportate nella tabella sottostante, sono applicate le stesse sollecitazioni previste per la sezione di contatto veletta – muro in spessore, con valori incrementati per la maggiore altezza dell'elemento in esame:

MURO IN SPESSORE

Lunghezza	Lma	5,35	m
Spessore	Sma	1,00	m
Altezza	Hma	4,05	m

16.4.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla sezione in esame risultano essere:

- Peso proprio della struttura (g1)
- Spinta terreno (g3,1)
- Carico permanente portato (g3,2)
- Carico accidentale da traffico (q1)
- Spinta masse inerziali (q6)

Tenendo conto dei valori di carico come espressi al capitolo 11 della presente Relazione e dei carichi trasmessi dall'elemento sovrastante (veletta) la sezione in esame, si riportano i valori dei carichi risultanti assunti per la presente analisi:

$$g1 \quad F_v = 39.16 + 25 \cdot 1.00 \cdot 4.05 = 140.41 \text{ kN/ml}$$

$$g3,1 \quad S_T = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 6.46^2 \cdot 0.41 - 22.62 = 139.93 \text{ kN/ml}$$

$$g3,2 \quad S_S = \frac{20}{2} \cdot 0.41 \cdot 4.05 = 16.61 \text{ kN/ml}$$

$$q1 \quad S_A = \frac{1770}{2 \cdot 10.5 \cdot 5.35} \cdot 0.41 \cdot 4.05 = 29.89 \text{ kN/ml}$$

$$q6 \quad S_H = 140.41 \cdot 0.316 + 506.54 \cdot 0.316 = 189.96 \text{ kN/ml}$$

	Fv	Fh	ez	My
G1	140,41			
G3,1		139,93	1,71	239,28
G3,2		16,61	3,23	53,65
Q1		29,89	3,23	96,54
Q6		189,96	3,23	613,57
Totale	140,41	376,39	2,66	1003,05



16.4.2 Verifica a presso-flessione

La sezioni in esame prevede la disposizione di 4 file di barre secondo lo schema di seguito riprodotto.

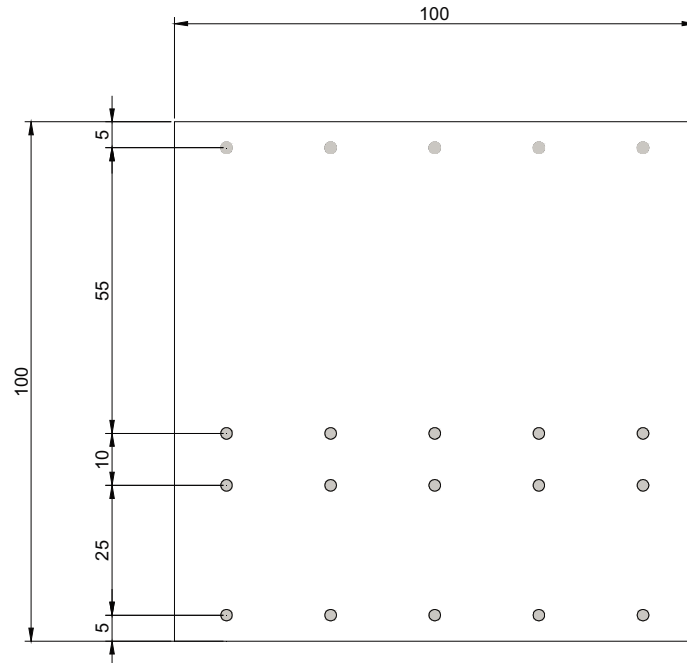


Figura 10: Sezione di contatto Muro in spessore - Fondazione

Titolo : _____

N° strati barre 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	60
3	15,71	70
4	15,71	95

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 1.361 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 27,21 ‰
 d 95 cm
 x 10,83 x/d 0,114
 δ 0,7

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

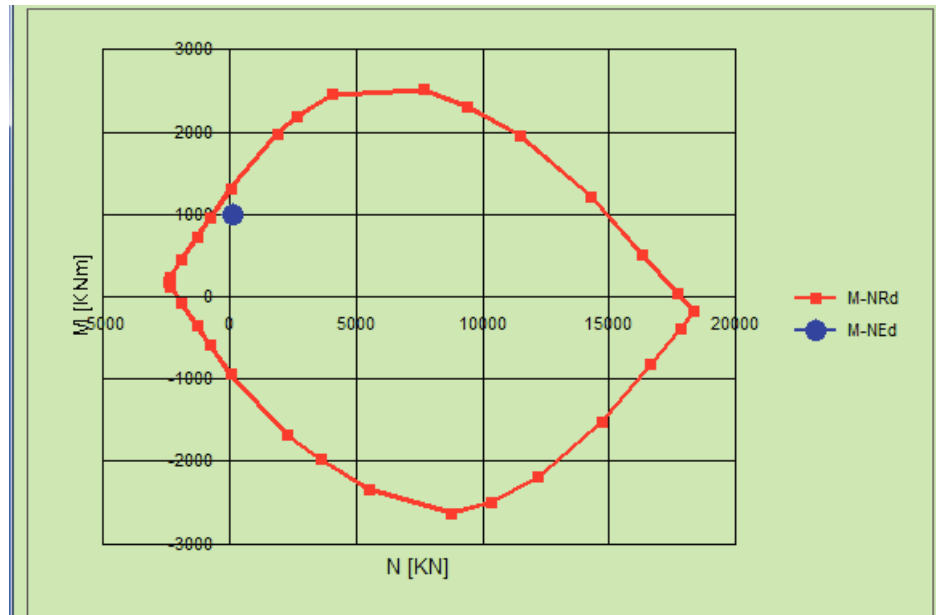
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o 0 cm **Col. modello**

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

16.4.3 Verifica a taglio

Il muro in spessore presenta la stessa armatura trasversale presente nella veletta.

Di conseguenza è possibile fare riferimento per il calcolo della azione resistente ai valori ottenuti per il caso precedente incrementate solo per la componente geometrica $d = 0.95$ m:

$$V_{Rsd} = 708.38 \text{ kN/ml}$$

$$V_{Rcd} = 4876.86 \text{ kN/ml}$$

Da normativa deve risultare:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{ED}$$

con

V_{Ed} massimo sforzo di taglio agente calcolato tenendo conto delle componenti lungo la direzione x e y secondo la formula:

$$V_{Ed} = 376.39 \text{ kN}$$

La sezione risulta verificata.



17 BAGGIOLI

Per i baggioli si fa riferimento al meccanismo resistente di mensole tozze con trasmissione diretta di taglio.

Le dimensioni in pianta del baggiolo risultano essere 0.60 m x 0.60 m

Dall'analisi dei carichi si riporta che il carico orizzontale trasmesso dall'impalcato in testa ai baggioli, corrispondente alla sollecitazione di taglio massimo risulta pari a:

Carichi variabili da impalcato

Carico verticale da traffico su impalcato	1770,00 kN
Frenatura	690,75 kN
Vento trasversale	102,00 kN
Resistenza passiva dei vincoli	260,00 kN

Spinta per effetto sisma su impalcato (orizz.) 3738,61 kN

$$T_{Sd,tot} = 4690.5 \text{ kN}$$

Considerando un numero complessivo di 5 baggioli si ottiene una sollecitazione di taglio pari a:

$$T_{Sd} = 938.10$$

Considerando le dimensioni planimetriche del baggiolo, la tensione tangenziale sollecitante di progetto agente sull'ipotetica superficie di rottura (superfici di contatto appoggi – intradosso baggioli) risulta:

$$\tau_{Sd} = \frac{T_{Sd}}{A} = 2605.82 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale resistente di progetto è valutata attraverso la formula:

$$\tau_{Rd} = \beta_{fctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_{cd})$$

dove

- β_{fctd} contributo resistenza a trazione del calcestruzzo;
- μ coefficiente d'attrito tra superficie intradosso baggiolo ed estradosso struttura;
- ρ percentuale d'armatura verticale;
- f_{yd} tensione di progetto relativa allo snervamento dell'acciaio;
- σ_{cd} compressione nel calcestruzzo del baggiolo.

Nell'ipotesi che il baggiolo venga gettato in seconda fase e che non vengano adottati particolari accorgimenti per la preparazione della superficie di contatto si annullerà, a favore di sicurezza, il contributo β_{fctd} .

Considerando una superficie di contatto con rugosità di categoria 1 si assume:

$$\mu = 0.6$$



Supponendo di disporre un'armatura passante attraverso l'ipotetica linea di rottura realizzata da barre $\phi 16/10$ si ottiene:

$$\rho = \frac{16 \times 201.06}{600 \times 600} = 0.0089$$

Inoltre per l'acciaio Fe B450C, allo S.L.U., si ottiene:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

L'azione verticale N associata al valore di taglio preso in esame è pari a:

Peso da impalcato su singola spalla 4887,00 kN

Carico da traffico su impalcato 1770,00 kN

Oltre a queste forze si deve considerare l'incremento di sollecitazione verticale dovuto al sisma:

Spinta per effetto sisma su impalcato (vert.) 930,69 kN

Da cui il carico verticale totale:

$$N_{tot} = 4887 + 1770 + 930.69 = 7587.69 \text{ kN}$$

Considerando la ripartizione dei carichi sui baggioli si ottiene:

$$\sigma_{cd} = \frac{N}{5 \cdot A} = 4215.38 \text{ kPa}$$

Si ottiene:

$$\tau_{rd} = 4618.77 \text{ kPa}$$

Essendo quindi $\tau_{Rd} > \tau_{Sd}$ la verifica per crisi lato acciaio è soddisfatta.

L'armatura così calcolata soddisfa, come visto, la verifica per crisi dell'acciaio.

Seguendo le medesime disposizioni normative, la verifica per crisi lato calcestruzzo risulta verificata se:

$$\tau_{sd} < 0.25 \cdot f_{cd}$$



Essendo, per il calcestruzzo di classe di resistenza C28/35

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

si ottiene:

$$\tau_{sd} < 0.25 \cdot f_{cd} = 3542.5 \text{ kPa}$$

Il compito di assorbire gli sforzi di trazione nel calcestruzzo dell'elevazione, conseguenti ai carichi concentrati degli appoggi, è assolto dalla maglia disposta nel fusto di elevazione.