

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

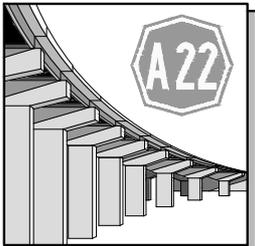
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

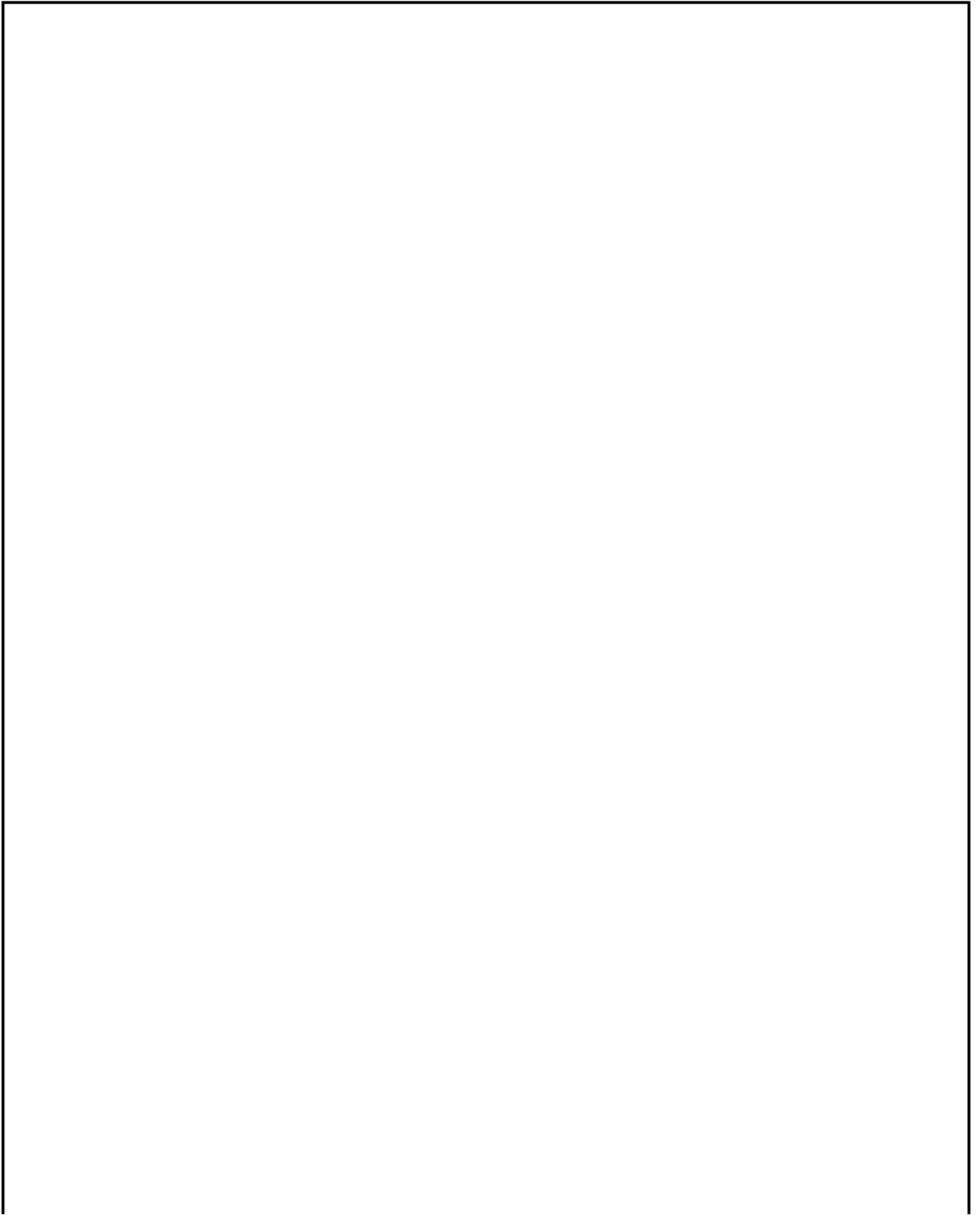
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.13.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Svincolo A4 - Sottopasso per l'Autostrada Serenissima (pr km 227+903) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	POLUZZI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					



INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	7
1.1	ELEMENTI STRUTTURALI	11
1.1.1	IMPALCATO	11
1.1.2	APPOGGI	12
1.1.3	SPALLE	13
1.2	METODO DI CALCOLO	14
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	14
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	18
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	21
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	21
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	22
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	23
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	23
2.2	PRINCIPIALI NORME UNI	23
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	24
2.4	NORME STRADALI	24
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	26
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	26
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	27
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	27
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	27
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	28
3.6	CALCESTRUZZO PER IMPALCATO - MARCIAPIEDI	28
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	28
3.8	STRUTTURE METALLICHE	29
3.8.1	CARPENTERIA METALLICA	29

3.8.2	PIOLI	29
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	29
3.10	COPRIFERRI	30
4	CODICI DI CALCOLO	31
4.1	SAP 2000	31
4.2	ENG - SIGMAC	33
4.3	VCASLU	35
5	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO	36
5.1	CRITERI DI CALCOLO	36
5.1.1	ANALISI DEI CARICHI	37
5.2	SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE	40
5.2.1	TRAVI PRINCIPALI	40
5.2.1.1	Momento in mezzeria	40
5.2.1.2	Taglio all'appoggio	40
5.2.1.3	Taglio al 1° montante	40
5.2.2	TRAVERSI	41
5.2.2.1	Momento in mezzeria	41
5.2.2.2	Taglio all'appoggio	42
5.3	VERIFICHE	44
5.3.1	TRAVI PRINCIPALI CASSONATE	44
5.3.2	CAVI DIAGONALI NELLE TRAVI CASSONATE	45
5.3.3	TRAVERSI	45
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI	46
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	48
6.1.1	CARICHI STATICI	48
6.1.2	SISMA	48
7	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	52
7.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	52
7.1.1	SPALLA	52
7.1.2	IMPALCATO	53

7.1.3	CONVENZIONI SUI SEGNI	57
7.2	DATI PER ANALISI SISMICA	58
7.3	ELENCO DATI	58
7.3.1	DATI RELATIVI ALLE TRAVI	58
7.3.2	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE	58
7.3.3	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI	59
7.3.4	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE	60
7.3.5	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO	61
7.3.6	DATI RELATIVI AI BAGGIOLI	61
7.3.7	DATI RELATIVI ALLA SPALLA	61
7.3.8	DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE	62
7.3.9	DATI RELATIVI AL TERRENO	62
7.3.10	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	63
7.4	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI	64
7.4.1	CARICHI ELEMENTARI	64
7.4.2	COMBINAZIONI DI CARICO	67
7.5	AZIONI	71
7.5.1	AZIONI TRASMESSE ALL'IMPALCATO	71
7.5.1.1	Carichi permanenti	71
7.5.1.2	Carichi accidentali	71
7.5.1.3	Azione di frenamento	72
7.5.1.4	Azione centrifuga	73
7.5.1.5	Azione del vento	73
7.5.1.6	Azione sismica	74
7.5.1.7	Azione di attrito	75
7.5.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	75
7.5.2.1	Peso proprio	75
7.5.2.2	Spinta delle terre	75
7.5.2.2.1	Spinta Del Terreno Di Monte	75
7.5.2.2.2	Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno	77

7.5.2.2.3	Spinta Relativa Al Terreno Di Valle	79
7.5.2.2.4	Carico Sulla Platea Fondazione	79
7.5.2.3	Azione del vento	79
7.5.2.4	Azione sismica	79
7.5.2.4.1	Azioni Inerziali	79
7.5.2.4.2	Spinta Terre	80
7.6	SOLLECITAZIONI	84
7.6.1	SOLLECITAZIONI PALIFICATA DI FONDAZIONE	84
7.6.1.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	84
7.6.1.2	Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1	85
7.6.1.3	Condizione sismica Struttura: A1+M1	85
7.6.1.4	Condizione sismica Geotecnica: A2+M1	85
7.6.2	SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO	86
7.6.2.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	87
7.6.2.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	88
7.6.3	SOLLECITAZIONI FUSTO	89
7.6.3.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	89
7.6.3.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	89
7.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	91
7.8	VERIFICHE FUSTO	92
7.8.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)	93
7.8.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)	94
7.8.1.3	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	95
7.8.1.4	Verifiche in campo elastico (sisma)	96
7.9	VERIFICHE MURI DI RISVOLTO	97
7.9.1	RISVOLTO SINISTRO	97
7.9.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)	98
7.9.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)	99
7.9.1.3	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	100
7.9.1.4	Verifiche in campo elastico (sisma)	101
7.9.2	RISVOLTO DESTRO	101

7.9.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)	103
7.9.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)	103
7.9.2.3	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	104
7.9.2.4	Verifiche in campo elastico (sisma)	105
7.10	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	106
7.10.1	GEOMETRIA ADOTTATA PER LE VERIFICHE	107
7.10.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per flessione	107
7.10.1.2	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	108
7.10.1.3	Verifiche a taglio SLV	108
7.10.1.4	Verifiche in campo elastico (sisma)	109
7.10.1.5	Verifiche a taglio in campo elastico	109
8	RELAZIONE GEOTECNICA – PORTANZA PALI	111

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso all'Autostrada Serenissima.

Attualmente il ponte si presenta a due campate separate, con pila centrale impostata in corrispondenza dello spartitraffico dell'A4: l'aspetto geometrico è essenzialmente legato al limitato spessore disponibile per gli impalcati sulla A4, stante l'esigenza di non variare le livellette (se non in maniera minima almeno per la A22; la livelletta della A4 non può essere modificata); determinante la criticità connessa alla richiesta dalla Società Autostrade Brescia-Verona-Vicenza-Padova (A4) di eliminare la pila intermedia oggi presente a sostegno del ponte, ed all'esigenza di non realizzare strutture alte (quali puntoni di ipotetici manufatti strallati) stante la vicinanza dell'Aeroporto Valerio Catullo di Verona.

Come conseguenza l'unica soluzione che rispetta le citate esigenze è apparsa quella di manufatti a "Via inferiore" con travi portanti ai bordi delle carreggiate: tale soluzione, si presenta comunque come impegnativa stante la larghezza di ogni campata (\cong m 20) e la luce necessaria a sovrappassare la A4, lasciando ai lati esterni delle carreggiate della stessa spazi di rispetto per la realizzazione di una eventuale ulteriore corsia.

Per ridurre i carichi in gioco la soluzione più indicata è apparsa quella di impalcati metallici a lastra ortotropa, da montare sulla stessa sede autostradale indistintamente lato Modena o lato Trento per organizzare lo spostamento (varo) su carrelli adeguati in ore notturne con sospensione momentanea del traffico dell'Autostrada A4.

Le vie di corsa del nuovo ponte si presentano quindi separate sia intermini di impalcato (ad una campata), sia in termini di spalle (per necessità in fase costruttiva)

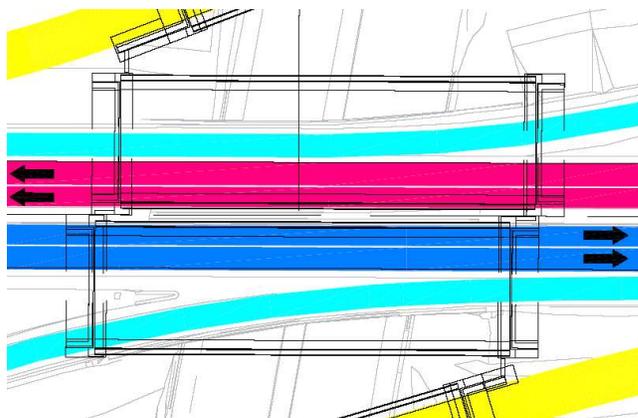


Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

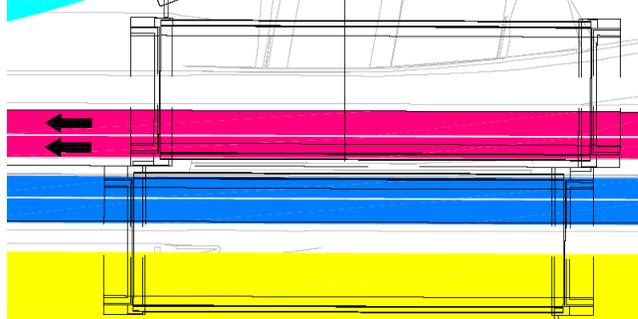
La luce delle campate lungo l'asse tracciamento, dalla spalla A alla spalla B, misura 61.20m, con un retrotrave di 0.50m: il franco minimo garantito nel progetto rispetto alla sottopassante Autostrada Serenissima è pari a 5.12m.

Per quanto riguarda i manufatti del nodo di intersezione fra A22 e A4, si presentano problematiche di mantenimento del traffico anche (ovviamente) per tutto il sistema di interscambio fra le due Autostrade; l'intervento di allargamento comporta pertanto cinque fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

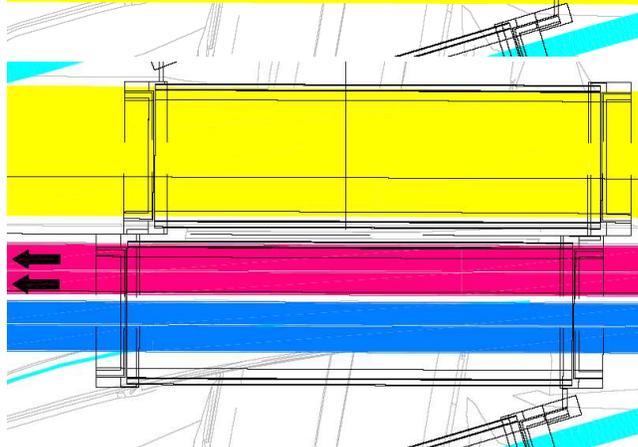
1. regimazione del traffico sia in direzione nord, sia in direzione sud individuando 2 corsie per senso di marcia rispettivamente di 3.75m per la marcia e 3.25m per il sorpasso. la corsia di emergenza (o parte delle corsie di immissione opportunamente ristrette) saranno occupate dal cantiere. Realizzazione dei rilevati necessari per consentire l'allargamento a tre corsie della A22 e per consentire la realizzazione degli svincoli VE-MO e MI-TN in progetto. Realizzazione di opere d'arte per l'ampliamento dei manufatti esistenti, inizio della costruzione dei due ponti definitivi delle rampe VE-MO e MI-TN (spalle, pile e campate a via di corsa superiore). Demolizione e costruzione degli impalcati delle piste, si prevede la sospensione del traffico nelle ore notturne. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi di punta dalla campata realizzata in precedenza con sospensione di traffico notturna su A4.
2. deviazione definitiva del traffico sulle rampe VE-MO e MI-TN, mantenendo la regimazione del traffico sulla A22. Limitazione del cantiere in prossimità dell'impalcato della via sud esistente relativamente all'opera di scavalco serenissima per consentire l'allargamento temporaneo della stessa previa realizzazione di una mensola sulla pila esistente e di una spalla provvisoria lato Modena. Realizzazione dell'opera lato via nord della pista VE-MO.
3. deviazione traffico sulla via sud (due corsie per senso di marcia). Realizzazione delle opere sulla via nord. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi con l'impiego di opportuni carrelli con sospensione di traffico notturna su A4.
4. deviazione del traffico sulla via nord (due corsie per senso di marcia). Realizzazione delle opere sulla via sud. Realizzazione degli impalcati a via di corsa inferiore e varo degli stessi con l'impiego di opportuni carrelli con sospensione di traffico notturna su A4.
5. completamento delle opere della via sud con mantenimento del traffico sulla via nord.



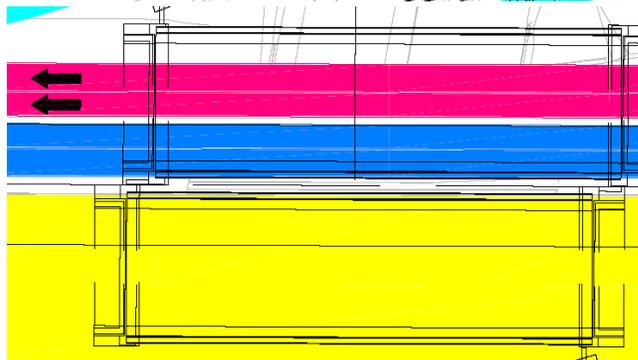
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4 e 5

1.1.2 APPOGGI

Si prevede che le spalle siano sede di isolatori elastomerici antisismici ad alta dissipazione con le caratteristiche riportate nelle tavole grafiche, realizzati mediante un cuscino di elastomero armato ad alto valore di smorzamento, vulcanizzato sopra e sotto ad una piastra di acciaio a cui va fissata mediante viti una o più piastre con funzione di ancoraggio.

Tele sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche longitudinali trasmesse dall'impalcato alle spalle in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

I dispositivi previsti sono disposti sulle spalle per ogni carreggiata con la logica seguente:

Direzione longitudinale e trasversale:

Spalla A: 2 isolatori elastomerici

Spalla B: 2 isolatori elastomerici

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dalla nuova normativa sismica riportata nelle Nuove norme Tecniche, per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 1900 anni (vita nomina $V_n=100$, coefficiente d'uso $C_u=2$).

1.2 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

IMPALCATO

Per quanto riguarda l’azione sismica, i suoi effetti sull’impalcato vanno valutati a ponte “scarico” (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”.... “Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle (e le pile) connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura $q=1$ allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni (M_{Rd}) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g \cdot S$. Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

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

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

La classe d'uso assunta è la IV.

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

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

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

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

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

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di $45^{\circ}24'29$ N e Longitudine $10^{\circ}54'46$ E, ad una quota di circa 71 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

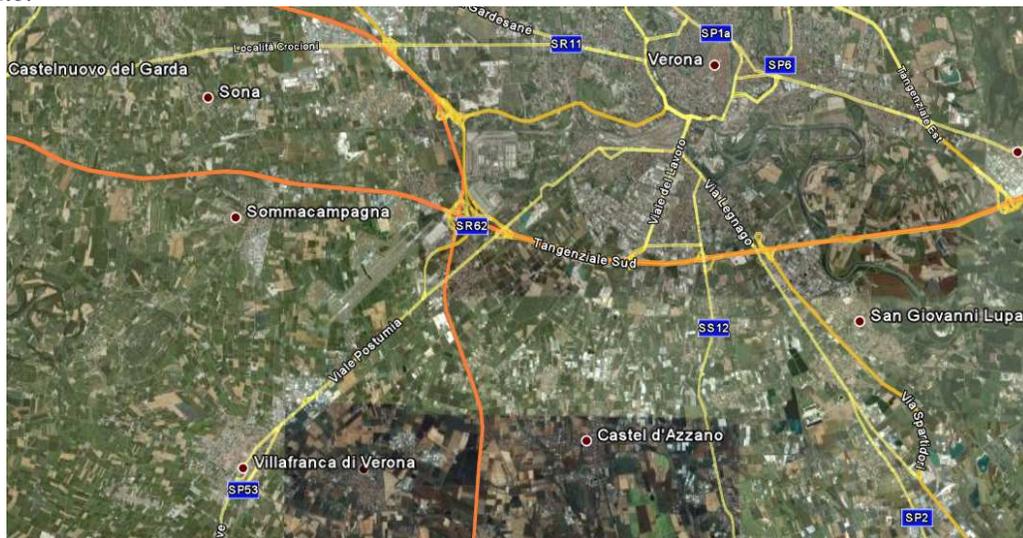


Figura 1.9 Tratto adeguamento del tracciato A22

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
10.91278

LATITUDINE
45.40806

Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Verona

COMUNE
Verona

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza

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

Nodi del reticolo intorno al sito

Figura 1.10 Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.085	2.446	0.262
SLD	201	0.109	2.409	0.271
SLV	1898	0.257	2.406	0.286
SLC	2475	0.283	2.380	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (SLV) \Rightarrow 1.00$$

$$S_T (SLV) \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.257g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

1.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2) – Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

3) – Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

4) – Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5) – Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂.

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura γ_r non si considera)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE E PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_s da applicare alle resistenze caratteristiche.

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_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d')$
 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

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

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

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

(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

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

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

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$

(condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

1.2.3 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

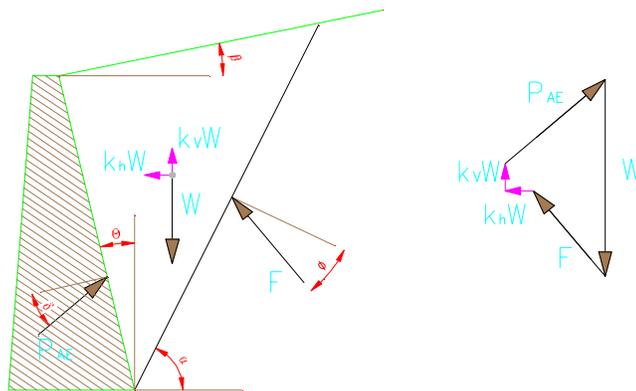
Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni longitudinali alle sole spalle: l'azione sismica dell'impalcato viene ripartita proporzionalmente alla rigidezza del dispositivo, ma a favore di sicurezza si è applicato un coefficiente pari a 0.5 (superiore al valore trasmesso effettivamente dall'elastometro).

Le sollecitazioni in direzione trasversale si ripartiscono in parti uguali sulle strutture di sostegno, con coefficiente pari 0,5.

1.2.4 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan(k_h/(1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2(\phi - \theta - \psi)]}{[\cos\psi * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE(k_v)} - S_a$$

1.2.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), mentre, come specificato in precedenza, i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

2.1 **OPERE IN C.A. E ACCIAIO**

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086";

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

2.2 **PRINCIPIALI NORME UNI**

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";

UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";

UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR 10016/00 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;

CNR 10018/99 – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

2.4 NORME STRADALI

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

D. Lgs 30 aprile 1992 n. 285 – Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell'articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – Disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

L. 1 agosto 2002 n. 168 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – Modifiche ed integrazioni al codice della strada

L. 1 agosto 2003 n. 214 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell'opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo o con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800\text{mm}$ PALI $\Phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E MARCIAPIEDI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20

3.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

3.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$.

3.6 CALCESTRUZZO PER IMPALCATO - MARCIAPIEDI

Per la realizzazione dei marciapiedi dell'impalcato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 45 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$$\left| \text{Rapporto } f_{y, \text{misurato}} / f_{y, \text{nom}} \leq 1,25 \right|$$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.8 STRUTTURE METALLICHE

3.8.1 CARPENTERIA METALLICA

Per la realizzazione delle travi e dell'impalcato in lastra ortotropica si prevede l'impiego di acciaio con le seguenti caratteristiche.

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:	acciaio S355J2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	355.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338.10 N/mm ²
Per $t \geq 40$ mm:	acciaio S335K2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	335.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	→ $f_d = f_y / \gamma_{M0}$	319.05 N/mm ²

Elementi principali composti per saldatura

3.8.2 PIOLI

Per il collegamento del marciapiede si impiegano pioli con le seguenti caratteristiche

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$	350.00 N/mm ²
Tensione di rottura	→ $f_t \geq$	450.00 N/mm ²

3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre tipo Gewi:

Si adotta acciaio tipo 555/700 avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura → $f_{ptk} \geq$ 700.00 N/mm²
 Carico caratteristico all'1% → $f_{p(0.1)k} \geq$ 550.00 N/mm²

3.10 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
Marciapiede	40

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
SAP 2000	14.1.0	29 Luglio 2008	CSI	10.09.2009	(fare riferimento al produttore)

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

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

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).

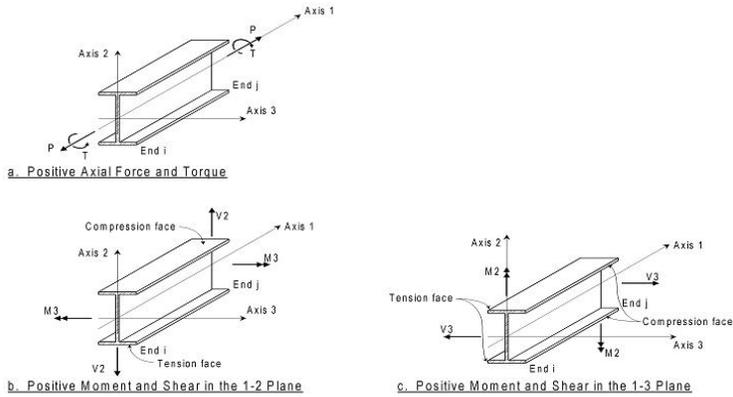


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

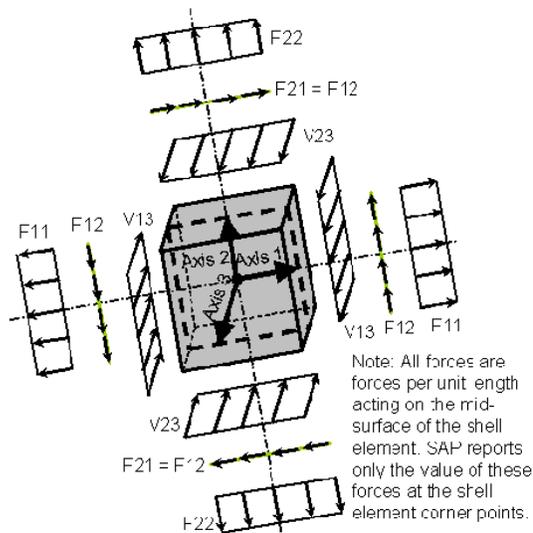


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

Per lo studio dell'impalcato si è fatto ricorso al modulo "bridge" utilizzato per il calcolo delle linee di influenza e delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili.

4.2 ENG - SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
Eng	8.11	Dicembre 2008	SIGMAc Soft		(fare riferimento al produttore)

Il programma ENG (prodotto dalla SIGMAc Soft snc, Corso del Popolo n.46 30170 Venezia-Mestre) è uno strumento di semplice utilizzo, perché permette di risolvere le problematiche più ricorrenti del calcolo strutturale, senza dover eseguire sofisticate analisi agli elementi finiti per le quali il tempo per realizzare il modello, l'attenzione e l'impegno dell'utilizzatore devono essere adeguati; studia le seguenti tipologie strutturali:

TRSP: calcolo di telai

GRAT: calcolo di grigliati

TCONT: calcolo di travi continue

PREFLE: verifica sezioni in c.a. (livelli tensionali - rotture)

MURO: calcolo muri di sostegno

DIAF: calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

TCAD: post-processore di verifica automatica delle aste in c.a.

STEEL: post-processore di verifica automatica delle aste in acciaio.

I moduli di calcolo del presente programma utilizzati per il dimensionamento delle strutture facenti parte della presente relazione, sono i seguenti:

TELAI

Il calcolo di alcune parti di struttura della spalla (paraghaia) viene condotto con il modulo per strutture intelaiate piane.

Il programma esegue l'analisi in campo lineare di strutture piane composte da aste soggette a carichi statici con il metodo degli elementi finiti. Il programma consente la schematizzazione di giunzioni nodali tra le aste, comunque inclinate, ad incastro oppure a cerniera e permette di determinare l'involuppo delle sollecitazioni dovute a diverse condizioni di carico visualizzando, asta per asta, l'andamento massimo e minimo del momento, del taglio, dello sforzo normale e, nel caso di aste su suolo elastico, della pressione agente sul terreno.

VERIFICA SEZ IN C.A.

La verifica delle sezioni facenti parte della presente relazione, viene condotta col modulo di verifica a pressoflessione deviata di sezioni in cemento armato di forma qualsiasi e comunque armate.

Il programma esegue le verifiche sia tensionali, sia agli stati limite ultimi, individuando il dominio di resistenza della sezione.

La sezione è descritta da una poligonale individuata attraverso le coordinate dei vertici; le armature sono puntiformi e vengono individuate dalla posizione del baricentro e dall'area dell'acciaio. La verifica prevede tutti i tipi di sollecitazione longitudinale: compressione e trazione semplice, flessione retta e deviata, presso e tenso flessione retta, presso e tenso flessione deviata.

4.3 VCASLU

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

5 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Il sovrappasso della “A22 Autostrada del Brennero” sulla Sottostante “Serenissima A4” è previsto con due ponti (uno per carreggiata della A22) metallici configurati a “via inferiore” stanti le limitate altezze disponibili determinate dall’andamento dei profili attuali. Lo sviluppo in altezza di eventuali opere sospese o strallate non è accettabile stante la vicinanza dell’Aeroporto di Verona.

Pertanto lo sviluppo delle strutture portanti su di uno scavalco di oltre 60 m di larghezza si attua con due travi a cassone ai bordi di ciascuna Via (Nord e Sud); dette travi appendono inferiormente le travi trasversali (traversi) che contribuiscono alla stabilizzazione delle prime e fanno da supporto ad una lastra nervata (lastra ortotropa) che costituisce il supporto alla pavimentazione per il traffico veicolare.

Le spalle sono di tipo tradizionale su pali mentre gli organi di “appoggio” saranno di materiale elastomerico con finalità di isolamento e dissipazione nei confronti delle azioni sismiche.

5.1 CRITERI DI CALCOLO

Il calcolo delle membrature principali (travi cassonate ai lati) e travi trasversali ai fini del dimensionamento si pone in termini semplici ed anche il fenomeno di instabilità “fuori piano” del corrente compresso è contenuto dalla presenza delle travi trasversali. Tali travi convenientemente ravvicinate (interasse $\cong 19,30$ m) coincidono alternativamente con i montati dei cassoni laterali che, per motivi di una certa “trasparenza” per chi percorre la A22, nelle parti centrali si trasformano in travi reticolari con diagonali in cavi.

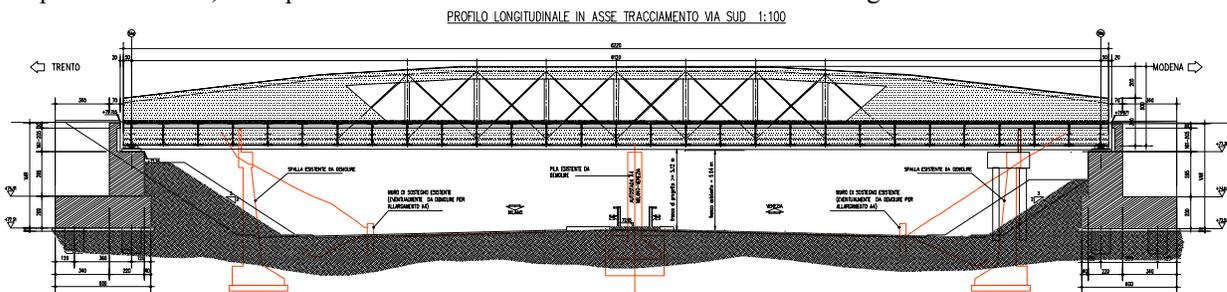


Figura 5.1 Sezione longitudinale

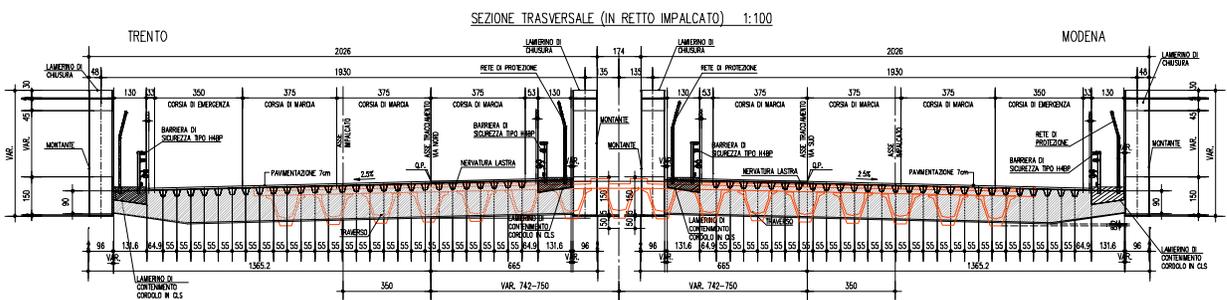


Figura 5.2 Sezione trasversale

Dati geometrici essenziali

Lunghezza impalcato, $L_i =$	m 62.20
Luce di calcolo, $L_c =$	m 61.20
Larghezza di ogni impalcato, $B =$	m 22.26
Interasse fra le travi cassonate, $i =$	m 19.30
Lunghezza traversi, $L_t =$	m 18.34
Spessore dei traversi (da estradosso lamiera ortotropa a intradosso piattabande), $h_t =$	m 1.30

Gli impalcati non presentano obliquità.

5.1.1 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio della struttura (G_1)

lamiera nervata, incidenza traversi, incidenza cordoli di C.A.,	$p = 4.50 \text{ kN/m}^2$
peso presunto per travi cassonate longitudinali,	$q_1 = 8.00 \text{ kN/m}$

pertanto il contributo strutturale di carico unitario su ciascuna trave cassonata, considerando una $L_t \approx 18.50\text{m}$ (a favore di sicurezza), diviene:

$$q_T = 8.00 + (4.50 * 18.50)/2 = 49.625 \text{ kN/m}$$

Peso della pavimentazione (G_2)

In via preliminare si considera

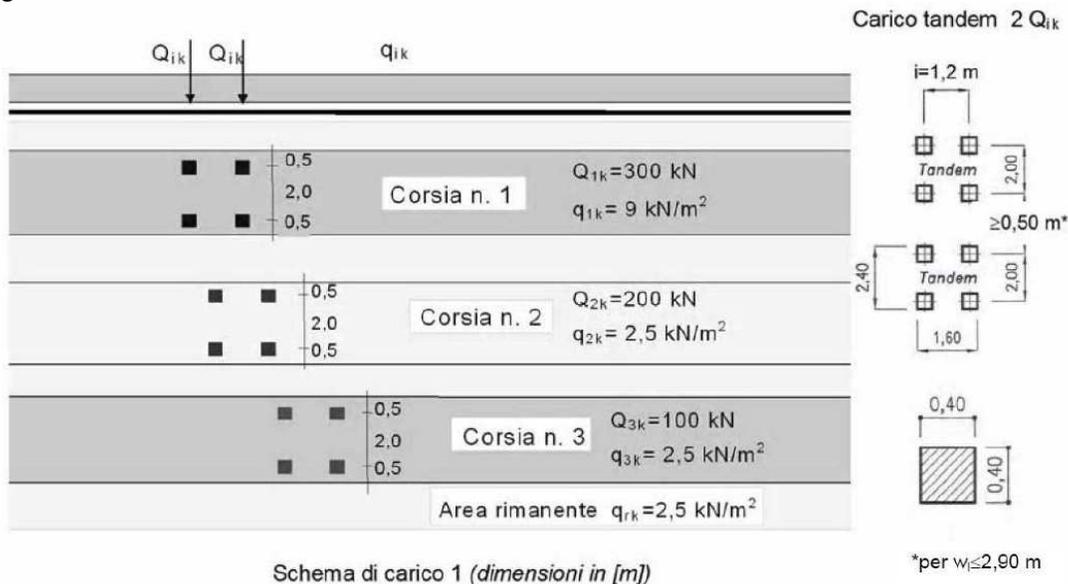
Pavimentazione:	$p^1 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
-----------------	-----------------------------

pertanto il contributo di carico unitario di carico portato su ciascuna trave cassonata, considerando una $L_t \approx 18.50\text{m}$ (a favore di sicurezza), diviene:

$$q^1 = 3.00 * (18.50/2) = 27.750 \text{ kN/m}$$

Effetti dei carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m^2 (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.3).

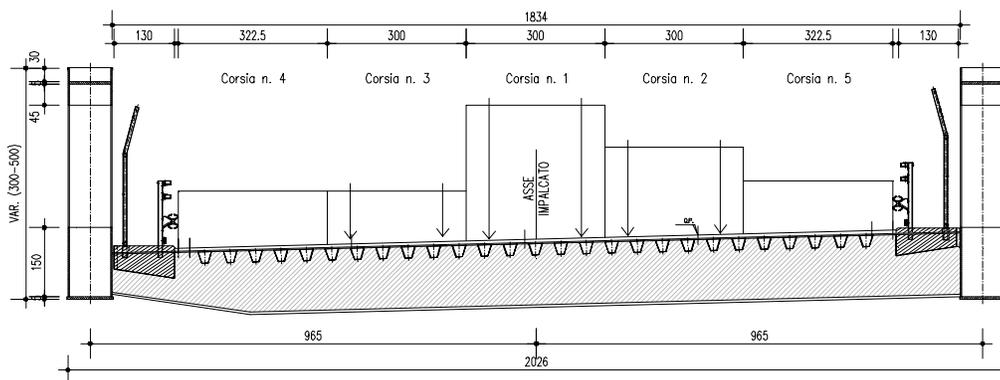


Figura 5.3 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico – Mmax

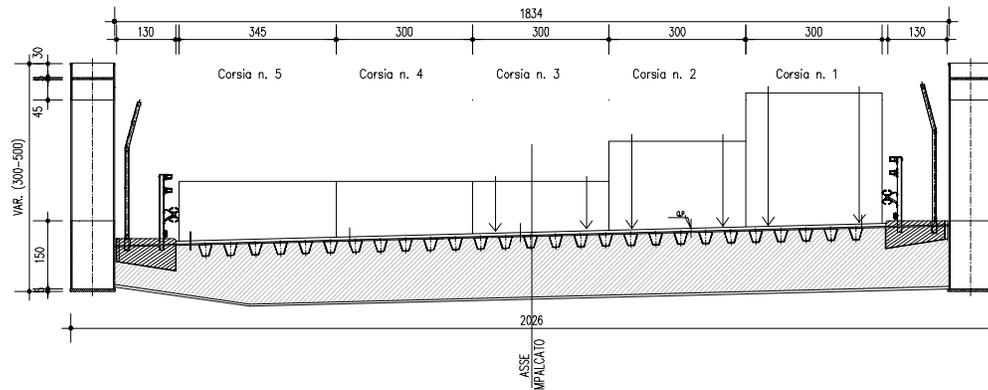


Figura 5.4 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico - Tmax

Ai fini delle travi cassonate il peso dei “tandem” si considera come concentrato in mezzeria per il momento flettente presso un appoggio per il taglio, pertanto:

Effetto tandem Q (600. 400. 200 kN) viste le geometri trasversali:

$$Q = 600 * [(17.40 - 1.50)/19.30] + 400 * [(17.40 - 4.50)/19.30] + 200 * [(17.40 - 7.50)/19.30] = 494.3 + 267.4 + 102.6 = 864.2 \text{ kN}$$

Effetti carichi ripartiti (q_{mob})

$$q_{mob} = 9.00 * 3.00 * [(17.40 - 1.50)/19.30] + 2.50 * 3.00 * [(17.40 - 4.50)/19.30] + 2.50 * 3.00 * [(17.40 - 7.50)/19.30] + 2.50 * 6.60 * [(17.40 - 12.30)/19.30] + 2.50 * 2 * 0.75 * \{ [17.40 - (19.30/2)] \} / 19.30 = 22.2 + 5.00 + 3.80 + 4.40 + 1.50 = 36.90 \text{ kN/m}$$

5.2 SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE

5.2.1 TRAVI PRINCIPALI

5.2.1.1 Momento in mezzeria

Contributo strutturale e permanente

$$M_{(qT+q1)} = 1/8 * [(49.6 + 27.7) * 62.20^2] = 37382.67 \text{ kNm}$$

Contributi mobili

$$M_{(mob)} = [(864.2 * 62.20)/4] + [1/8*(36.9 * 62.20^2)] = 13438.31 + 17845.02 = 31283.33 \text{ kNm}$$

Complessivamente in mezzeria si ha:

$$M_{max} = 37382.67 + 31283.33 = \mathbf{68666.00 \text{ kNm}}$$

5.2.1.2 Taglio all'appoggio

Contributo strutturale e permanente

$$T_{(qT+q1)} = (49.6 + 27.7) * (62.20/2) = 2404.03 \text{ kN}$$

Contributi mobili

$$T_{(mob)} = 864.20 + (36.9 * 62.20/2) = 2011.79 \text{ kN}$$

Complessivamente all'appoggio

$$T_{max} = 2404.03 + 2011.79 = \mathbf{4415.82 \text{ kN}}$$

5.2.1.3 Taglio al 1° montante

Prudenzialmente si assume una distanza dall'appoggio di 17.40m

(ai fini dei cavi diagonali è prudente assumere tutto il carico in quanto localmente è "appeso")

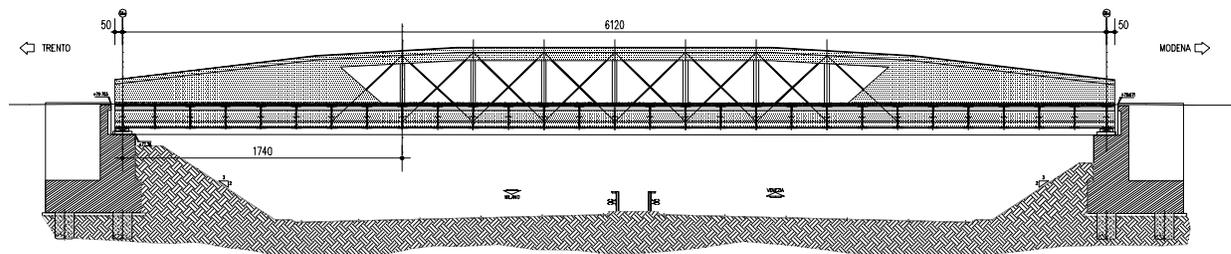


Figura 5.5 Individuazione 1° montante

Contributo strutturale e permanente

$$T_{(qT+q)} = [(49.6 + 27.7) * (62.20/2)] - (49.6 + 27.7) * 17.40 = 2404.03 - 1345.02 = 1059.01 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto "tandem"

$$T_{\text{mob,t}} = 864.2 * [(62.20 - 17.40)/62.20] = 622.45 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti

$$T_{\alpha} = [36.9 * (62.20 - 17.40)] * [(62.20 - 17.40)/2] * 1/62.20 = 595.35 \text{ kN}$$

Il taglio totale vale:

$$T_T = 1059.01 + 622.45 + 595.35 = \mathbf{2276.81 \text{ kN}}$$

Ai fini del calcolo dei tiranti obliqui si assume

$$T^* = 2276.81 + (864.20 - 622.45) = \mathbf{2518.56 \text{ kN}}$$

5.2.2 TRAVERSI

I traversi sono interessati di 2.20m (fatto eccezione per i primi 2 verso le spalle , che distano 2.00m).

La sezione è costante per l'intera struttura e risulta:

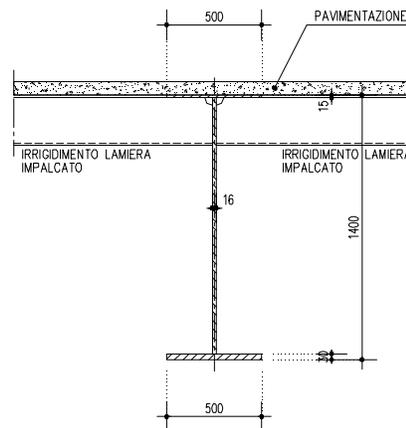


Figura 5.6 Sezione trasversale traverso

5.2.2.1 Momento in mezzeria

L'onere flessionale dei traversi va considerato con le corsie più gravose al centro della carreggiata, come indicato nello schema grafico riportato precedentemente.

Ai fini flessionali, riservando verifiche più accurate al progetto "esecutivo" e stante il passo ravvicinato dei traversi ($i = 2.20 \text{ m}$), si ipotizza che gli effetti dei Tandem interessano almeno due traversi:

Effetti carichi permanenti e pavimentazione

$$q = (4.50 + 3.00) * 2.20 = 16.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{mezz}} = 1/8 * 16.50 * 19.30^2 = 768.26 \text{ kNm}$$

Contributi mobili - effetto "tandem"

(si valuta la collaborazione di due traversi)

$$M_{\text{mezz}} = 1/2 * [(600 * 19.30)/4] + [400 * (12.65/19.40)*6.65*(9.65/12.65)] + [200 * (6.65/19.40)*12.65*(9.65/12.65)] =$$

$$= 1/2 * (2895.00 + 1323.14 + 661.60) = 2439.87 \text{ kNm}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti

Si assume:

ovunque 2.50 kN/m^2

per la striscia centrale di m 3.00: $(9.00 - 2.50) = 6.50 \text{ kN/m}^2$

da cui, in sintesi:

$$q = 2.20 * 2.50 = 5.50 \text{ kN/m}$$

$$p = 2.20 * 6.50 * 3.00 = 42.90 \text{ kN}$$

Il momento risulta:

$$M_{\text{mezz}} = [(42.90 * 19.30)/4] + 1/8 * (5.50 * 19.30^2) = 206.99 + 256.09 = 463.08 \text{ kNm}$$

(valore in leggero eccesso)

Complessivamente

$$M_{\text{max}} = 768.26 + 2439.87 + 463.08 = \mathbf{3671.21 \text{ kNm}}$$

5.2.2.2 Taglio all'appoggio

Come risulta dallo schema grafico riportato precedentemente, il carico massimo si ha quando la corsia n.1 è ubicata esternamente, verso il cordolo.

Effetti carichi permanenti e pavimentazione

$$T = [(4.50 + 3.00) * 2.20 * (19.30/2)] = 159.23 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto "tandem"

(si valuta al solito la collaborazione di due traversi)

$$T = \frac{1}{2} \{ [(600 * (16.50/19.30)] + [(400 * (13.50/19.30)] + [200 * (10.50/19.30)] \} =$$

$$= \frac{1}{2} (512.95 + 279.80 + 108.80) = 450.80 \text{ kN}$$

Contributi mobili - effetto degli accidentali distribuiti

$$T = [5.50 * (19.30/2)] + \frac{1}{2} [42.90 * [(19.30 - 3.30)/19.30]] = 53.10 + 35.60 = 88.60 \text{ kN}$$

Complessivamente

$$T_{\max} = 159.23 + 450.80 + 88.60 = \mathbf{698.70 \text{ kN}}$$

5.3 VERIFICHE

Si ricorda che le sollecitazioni precedentemente indicate si riferiscono a valori “caratteristici” pertanto saranno ampliate col coefficiente $\gamma = 1.35$, per rientrare nelle verifiche dello stato limite ultimo.

Si riporta il riassunto delle sollecitazioni:

Travi principali

	carichi strutturali + permanenti	carichi accidentali	Totale	Totale amplificato
	(G1)	(Q)		
M, mezzeria [kNm]	37382.67	31283.33	68666.00	92699.10
T, appoggio [N]	2404.03	2011.79	4415.82	5961.36
T, l' montante [N]	1059.01	1217.80	2276.81	3073.69

Traversi

	carichi strutturali + permanenti	carichi accidentali	Totale	Totale amplificato
	(G1)	(Q)		
M, mezzeria [kNm]	768.26	2902.95	3671.21	4956.13
T, appoggio [N]	159.23	539.40	698.70	943.15

5.3.1 TRAVI PRINCIPALI CASSONATE

Stante la composizione dei correnti con particolare riguardo al corrente superiore nella parte tralicciata, l'onere ultimo di sforzo normale stimando il braccio di coppia in cm 430, si ha:

$$N_s = 92699.10 / 4.30 = \mathbf{21557.93 \text{ kN}}$$
 (sforzo sollecitante SLU)

La sezione del corrente superiore, depurata dei fori di passaggio dei cavi GEWI risulta:

$$A = 2 * 80 * 3 + (90 - 6 * 8) * 5 = 690 \text{ cm}^2$$

cui corrisponde uno sforzo ultimo resistente:

$$N_r = 69000 * 338.10 / 1000 = 23328.90 \text{ kN} > N_s$$

Per $t \leq 40 \text{ mm}$:

acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento $\rightarrow f_y \geq 355.00 \text{ N/mm}^2$

Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.05$

Resistenza di calcolo $\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0} = 338.10 \text{ N/mm}^2$

5.3.2 CAVI DIAGONALI NELLE TRAVI CASSONATE

Il primo ordine di cavi obliqui ($\cong 45^\circ$) è soggetto ad una forza di trazione la cui componente verticale è il taglio corrispondente al primo montante ($T_i=2518.56$ kN).

Pertanto $N = 2518.56 * 1.41 = 3551.17$ kN (valore caratteristico)

$$N_s = 3551.17 * 1.35 = 4794.08 \text{ kN}$$

Sono previsti cavi di apprensione tipo GEWI di diametro $\phi = 63.5$ mm, da cui un'area pari a:

$$A = 3167 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0,1k} = 555 \text{ N/mm}^2$$

Da cui un valore resistente pari a:

$$N_r = (555/1.05) * 3167 * 3 = 5021.96 \text{ kN} > N_s$$

5.3.3 TRAVERSI

La massima sollecitazione flessionale risulta:

Massima flessione $M_s = 3671.21 * 1.35 = 4956.13$ kNm (momento sollecitante SLU)

Si considera un'ala superiore collaborante di larghezza 100 cm, da cui:

$$J = 1490000 \text{ cm}^4 \quad W_i = 22737 \text{ cm}^3 \quad W_s = 23100 \text{ cm}^3$$

Al lembo inferiore:

$$f_d = 4956.13 * 10^6 / (22737 * 10^3) = 217.97 \text{ N/mm}^2 < 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Al lembo superiore

$$f_d = 4956.13 * 10^6 / (23100 * 10^3) = 214.55 \text{ N/mm}^2 < 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Per $t \leq 40$ mm:

acciaio S355J2 (UNI EN 10025)

Tensione di snervamento

$$\rightarrow f_y \geq 355.00 \text{ N/mm}^2$$

Fattore di sicurezza acciaio

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1.05$$

Resistenza di calcolo

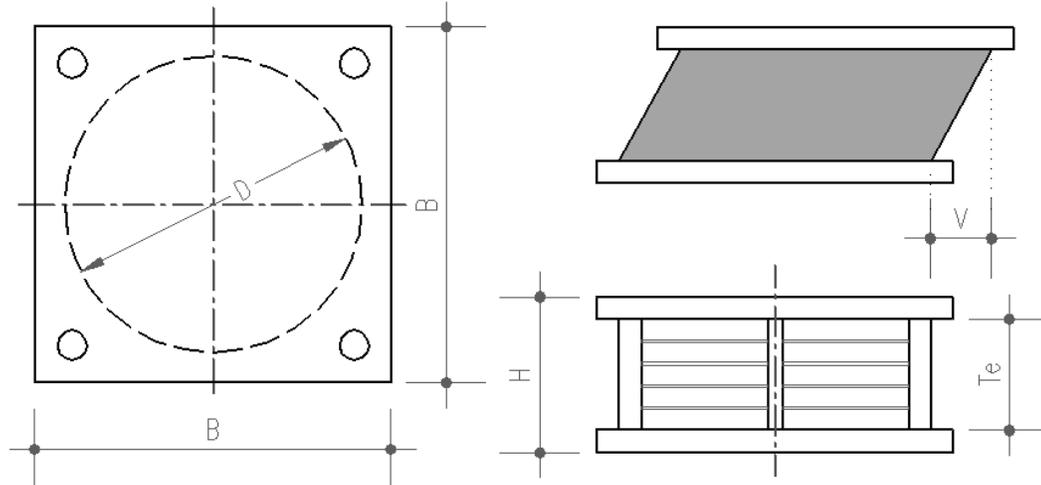
$$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0} = 338.10 \text{ N/mm}^2$$

6 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

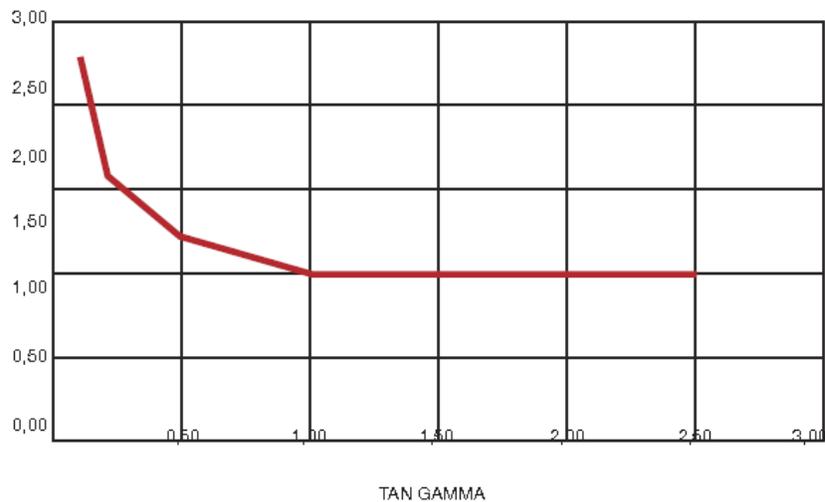
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



CURVA G/γ

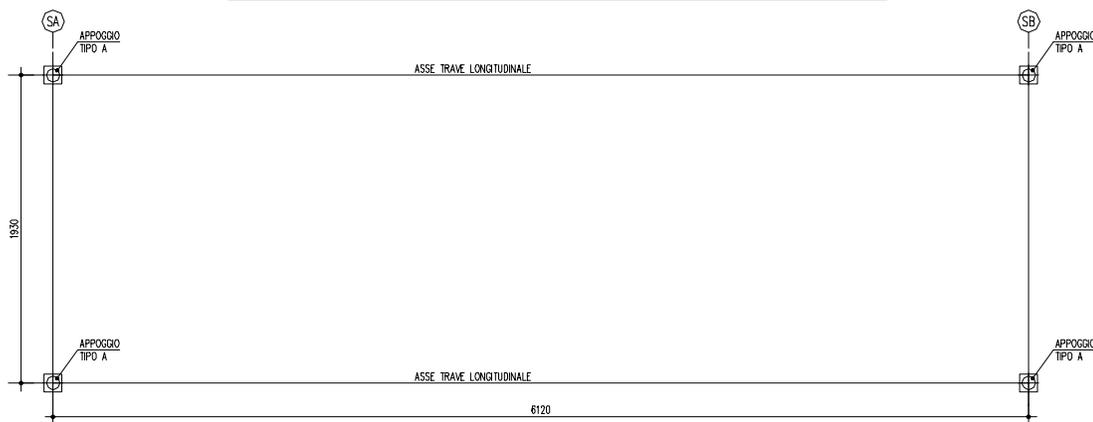


Variatione relativa della rigidità in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>		Miscela / Compound			
		Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / <i>Corresponding Isolator</i>		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente chema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elatomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:

SCHEMA E CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO 1:200

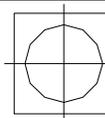


Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D500 B550

CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO

Carico verticale max (SLU)	Deformazion e max	Dimensioni			
		D (mm)	H (mm)	B (mm)	T _c (mm)
F _z (kN)	V (mm)	D (mm)	H (mm)	B (mm)	T _c (mm)
7400	240	500	265	550	120

APPOGGI TIPO A



DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA

Tipo di appoggio	HDH D500
Spostamento orizzontale massima in sisma (S.L.U.)	200 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0,16 mm
Diametro gomma (\varnothing)	500 mm
Altezza totale (H)	265 mm
Piastra di base (Z)	550 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB

<i>Durezza</i>	<i>Resistenza a rottura</i>	<i>Allungamento a rottura</i>	<i>Modulo G (scorrimento 100%)</i>	<i>Smorzamento viscoso equivalente</i>
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

6.1 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi per un solo impalcato (essendo due strutture simmetriche).

N. travi	$n = 2$
Luce di calcolo	$L = 61.20\text{m}$
Retrotrave	$R = 0.50\text{m}$
Larghezza impalcato	$B = 18.21\text{m}$ ($B = 18.34\text{m}$ interasse travi)

6.1.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ	SLU
Peso proprio struttura (G_1)	1542.56 kN	1.35	2082.46 kN
Carichi permanenti (G_2)	861.47 kN	1.50	1292.21 kN
Carichi mobili (Q)	2011.79 kN	1.35	2715.92 kN
TOTALE	4415.82 kN		6090.59 kN

6.1.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.6901$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{\text{sis}} = 50\% \quad \Rightarrow \quad G_{50\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 2.29 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 2 * 2 = 9.16 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

$$\text{Peso proprio struttura:} \quad (G_1) = 49.63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carichi permanenti:} \quad (G_2) = 27.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carico totale} \quad (G) = 77.38 \text{ kN/m}$$

da cui:

$$M = 77.38 * 2 * (0.50 + 61.20 + 0.50) = 9626.07 \text{ kN}$$

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(M/K)} = 2.037 \text{ s}$$

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiteSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.257 g
F_o	2.406
T_C^*	0.286 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.095 s
T_C	0.286 s
T_D	2.627 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.257
$T_B \leftarrow$	0.095	0.618
$T_C \leftarrow$	0.286	0.618
	0.398	0.445
	0.509	0.347
	0.621	0.285
	0.732	0.242
	0.844	0.210
	0.955	0.185
	1.067	0.166
	1.178	0.150
	1.290	0.137
	1.401	0.126
	1.512	0.117
	1.624	0.109
	1.735	0.102
	1.847	0.096
	1.958	0.090
	2.070	0.086
	2.181	0.081
	2.293	0.077
	2.404	0.074
	2.516	0.070
$T_D \leftarrow$	2.627	0.067
	2.692	0.064
	2.758	0.061
	2.823	0.058
	2.889	0.056
	2.954	0.053
	3.019	0.051
	3.085	0.051
	3.150	0.051
	3.215	0.051
	3.281	0.051
	3.346	0.051
	3.412	0.051
	3.477	0.051
	3.542	0.051
	3.608	0.051
	3.673	0.051
	3.738	0.051
	3.804	0.051
	3.869	0.051
	3.935	0.051
	4.000	0.051

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e = 0.088g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 9626.07 \text{ kN} \cdot 0.088 = 847.09 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis}, i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 847.09 / (2 \cdot 2) = 211.77 \text{ kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis}, i} / K_i = 211.77 / 2.29 = 92.5 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 92.5 / 120 = 0.771 = 77.1\%$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

7 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Nel documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse agli elementi di sostegno dell'opera. In particolare nel seguito verranno svolti i calcoli relativi alla spalla A, validi anche per la spalla B e le due spalle dell'impalcato adiacente relativo all'altro senso di marcia.

7.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI. Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

7.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte.

Pali

I pali sono schematizzati come elementi frame di rigidezza equivalente al palo in oggetto (modulo elastico relative il material, area relative l'elemento) immerso in un suolo elastico alla Winkler; la schematizzazione del terreno viene quindi fatta tramite "line spring", molle lineari nelle 2 direzioni principali dell'elemento.

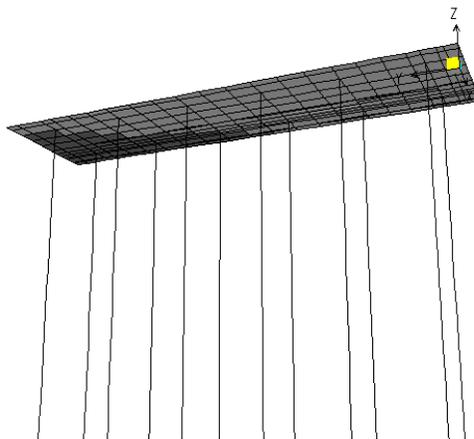


Figura 7.1 Schema 3D palificata

Fondazioni

Le tre fondazioni a platea di cui è costituita la spalla: una del muro paraghiaia, e le altre due dei muri di risvolto destro e sinistro, sono state schematizzate come reticolo di frame. La dimensione di tali frame è quella pari all'interasse fra gli stessi elementi del reticolo per la base mentre l'altezza è quella della platea stessa. Gli elementi shell sopra a tale reticolo, che riprendono la forma della platea, sono serviti solo per l'introduzione dei carichi di superficie quindi ad essi sono stati conferiti rigidità e peso nulli.

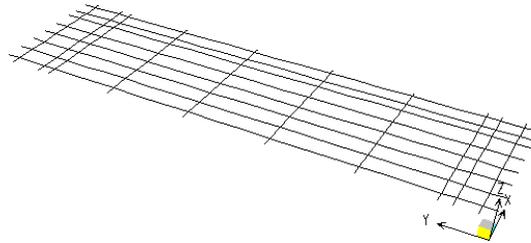


Figura 7.2 Schema reticolo di fondazione

Elevazione

I muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell.

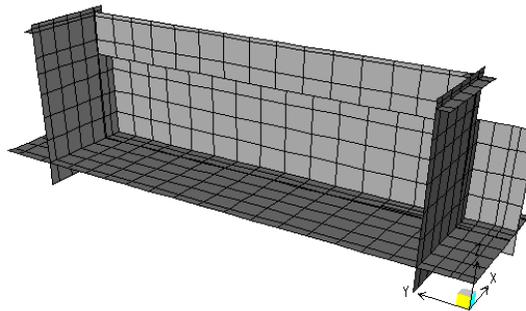


Figura 7.3 Schema elevazioni

Elementi accessori

Gli altri elementi introdotti nel modello relativamente alla spalla sono quelli denominati “rigidi” funzionali ad una corretta schematizzazione della struttura e dotati di peso nullo e rigidezza elevata.

7.1.2 IMPALCATO

Per la struttura della spalla l’impalcato rappresenta un carico che deve essere correttamente trasmesso alla struttura sottostante. Per tale motivo si sono implementati degli elementi fittizi di ausilio denominati: appoggi, traversi (T.C1, T.C2 e T.Cordolo) e barriera.

Per quanto riguarda gli appoggi si tratta di elementi tipo “frame” con sezione fittizia circolare (0,01m di diametro) e costituiti da un materiale fittizio “nullo” caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico basso. L’elevata deformabilità dell’elemento appoggio ha consentito il trasferimento del carico da parte dell’impalcato, rispetto alla struttura delle spalle e delle pile, in modo differenziale, tenendo conto anche della deformazione trasversale dell’impalcato stesso determinata dai carichi sull’impalcato.

I traversi sono stati funzionali all’introduzione dei carichi mobili da ponte. Si tratta di elementi tipo “ frame” con sezione fittizia circolare (1m di diametro) e materiale “rigido” caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico molto elevato. Il peso proprio è stato introdotto direttamente con i carichi e l’alto modulo associato all’elevata sezione ha consentito un trasferimento totale del carico alla sottostruttura.

La barriera infine ha permesso l'introduzione dell'azione del vento. Anch'essa è stata schematizzata ad elemento "frame", con sezione circolare (diametro 10m) e materiale "rigido". Il peso proprio di tali elementi è stato attribuito come peso proprio direttamente sul traverso e il tipo di materiale e la sezione hanno permesso un completo trasferimento del carico del vento sull'impalcato data la scarsa deformabilità dell'elemento.

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
4000Psi	23.563	2.4028	24855578.28	10356490.95	0.2	0.0000099
A615Gr60	76.973	7.849	199947978.8			0.0000117
A992Fy50	76.973	7.849	199947978.8	76903068.77	0.3	0.0000117
C20/25	25	2.5493	30200000	12583333.33	0.2	0.000001
C35/45	25	2.5493	34625000	14427083.33	0.2	0.000001
ElevazionePesoNulla	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Nulla	0	0	100000	45454.55	0.1	0.000001
PlateaBeam	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_2m	5000	509.86	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta133	3325	339.06	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta60	1500	152.96	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_bassa_esistente	2625	267.68	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Rigido	0	0	10000000000	4166666667	0.2	0.000001
S275	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
S355	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
Tirante	0	0	98066.5	44575.68	0.1	1

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
Parag.Orizz	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.3	0.3
Paraghiaia	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
ParaghiaiaNulla	ElevazionePesoNulla	0	Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
Parete220	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	2.2	2.2
Parete220_Nulla	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	2.2	2.2
Parete80	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
Parete80_Nulla	ElevazionePesoNulla	0	Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
Platea_2m	PlateaShell_2m	0	Shell	Shell-Thin	0.01	0.01

TABLE: Frame Section Properties 01 - General				
SectionName	Material	Shape	t3	t2
Text	Text	Text	m	m
Appoggio	Nulla	Circle	0.01	
BarrieraAntiRumore	Rigido	Circle	10	
Micropali	C20/25	Circle	0.24	
Palo1200-L20	C20/25	Circle	1.2	
Rigido	Rigido	Circle	10	
S1.1	PlateaBeam	Rectangular	2	3.6
S1.2	PlateaBeam	Rectangular	2	1.08
S1.3	PlateaBeam	Rectangular	2	1.27
S1.4	PlateaBeam	Rectangular	2	0.8
S1.5	PlateaBeam	Rectangular	2	0.67
T.C1	Rigido	Circle	1	
T.C2	Rigido	Circle	1	
T.Cordolo	Rigido	Circle	1	
TIRANTI	Tirante	Circle	0.0113	
_NULLO	Nulla	General	0.05	0.05

SCHEMA GENERALE DEL MODELLO

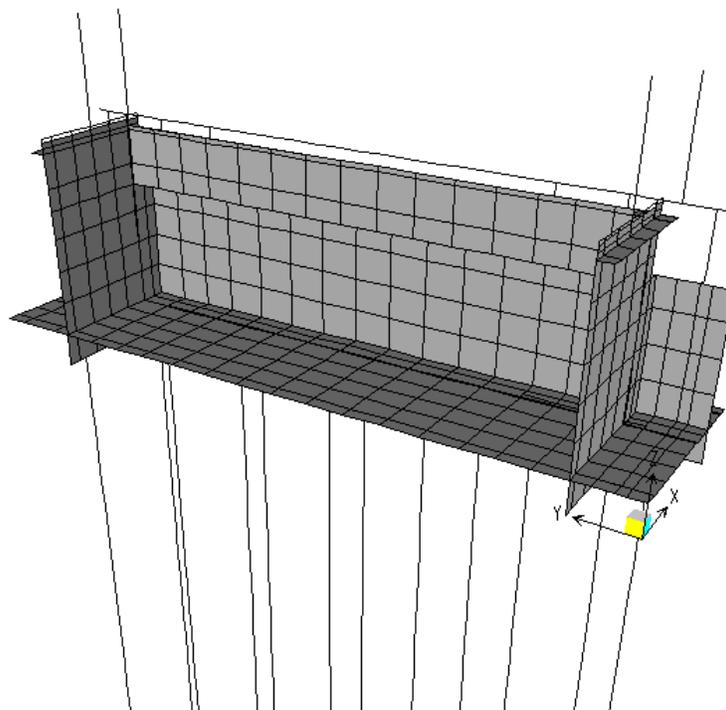
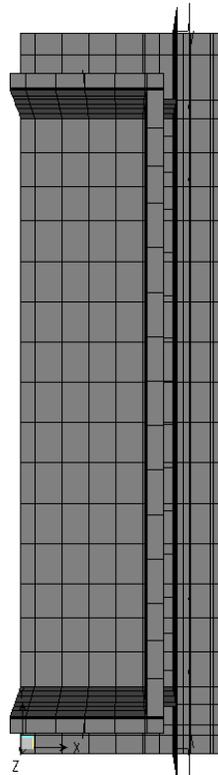


Figura 7.4 Schema 3D

7.1.3 CONVENZIONI SUI SEGNI

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi X, Y con l'asse X parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale X, si considerano positive le azioni che hanno effetto destabilizzante nei confronti della spalla.

RISVOLTO SINISTRO



FUSTO E PARAGHIAIA

RISVOLTO DESTRO

7.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

7.3 ELENCO DATI

7.3.1 DATI RELATIVI ALLE TRAVI

numero travi		2
lunghezza travi	(m)	62.20
peso singola trave	(kN/m)	93.88
interasse travi	(m)	19.20
altezza trave	(m)	4.00
interasse giunti	(m)	62.20
Interasse appoggi (campata): L	(m)	61.20
Lunghezza di afferenza carichi permanenti Impalcato	(m)	31.10

7.3.2 DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE

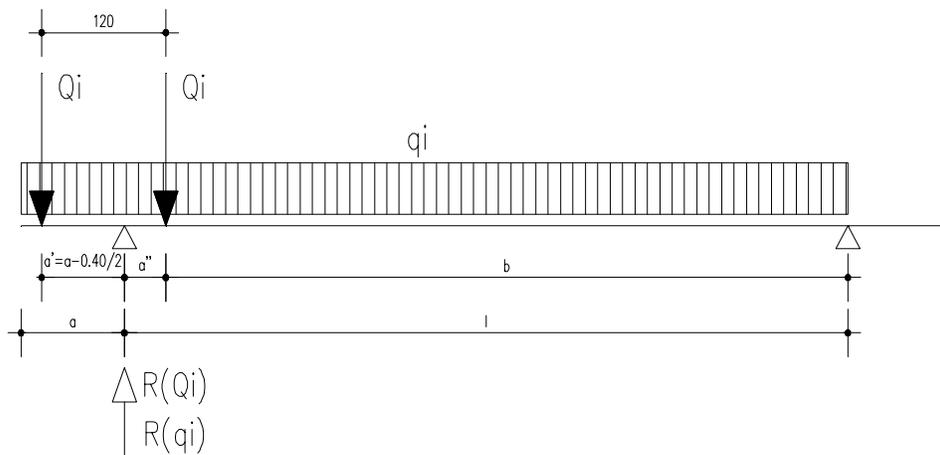
larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	20.10
spessore soletta	(m)	0.00
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	1.30
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.00
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	1.30
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.00
altezza cordoli	(m)	0.60

peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		
cordolo n.1 sx - esterno	(kN/m)	4.00
cordolo n.2 sx - interno	(kN/m)	2.00
cordolo n.3 dx - esterno	(kN/m)	2.00
cordolo n.4 dx - interno	(kN/m)	4.00
altezza barriere (per calcolo vento)	(m)	3.00
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (str)		1.00
ζ (perm)		1.00

spessore pavimentazione	(m)	0.07
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (perm)		1.00

7.3.3 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI

numero colonne di carico		5
larghezza colonne di carico	(m)	3.00
Lunghezza colonna Qi per sovraccarico terrapieno	(m)	2.20
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.00
<i>Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata</i>		
Qi (carico concentrato) - valore unitario	(kN)	100.00
qi (carico distribuito) - valore unitario	(kN/m ²)	1.00
Retrotrave: a	(m)	0.50
Interasse appoggi (campata): L	(m)	61.20
Distanza asse 1° ruota-asse appoggio: a'	(m)	0.30
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (Q)		1.00
ζ (q)		1.00
ζ (F)		1.00



7.3.4 DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE

<i>Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par. 3.2.3.1)</i>		
Comune		Verona
Latitudine		45.4351
Longitudine		10.9988
Vita nominale dell'opera		100
Coefficiente d'uso		2
Periodo di riferimento		200
Categoria del suolo - A B C D E -		A
Coefficienti di amplificazione topografica - T1 T2 T3 T4 -		T1
Quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi	(m)	1.40
<i>Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV</i>		
	T_R	1898
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido	a_g/g	0.260
	F_0	2.406
	T'_c	0.287
coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza	β_m	1.00
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.00
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0
accelerazione orizzontale massima del sito = $S_S * S_T * a_g =$	a_{max}/g	0.260
coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	k_h	0.260
considerare spinta verticale (si/no)		no
coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	k_{v+-}	"+-" 0.000
Squilibrio sisma longitudinale (mettere Si/No):		no

7.3.5 DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO

raggio di curvatura impalcato - zero se rettilineo -	(m)	0.00
altezza appoggio	(m)	0.20
Tipo di appoggio		N
Appoggio fisso solo su spalla = 1 Appoggio mobile su questa spalla = 0 Appoggi fissi multipli - coeff. Di afferenza = C Appoggi in Neoprene = N Dispositivi dissipativi = D		
Dati per Frenatura		
Lunghezza zona caricata per frenatura L (vedi cap. 5.1.3.5 DM 2008)	(m)	31.10
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si
Dati per Attrito sugli appoggi:		
Coefficiente d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	%	0.06
Delta T per calcolo appoggi Neoprene/Dissipativi	(°)	40

7.3.6 DATI RELATIVI AI BAGGIOLI

numero baggioli		2
altezza baggioli	(m)	0.20
larghezza baggioli	(m)	1.10
profondità baggioli	(m)	1.10
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla	(m)	0.90

7.3.7 DATI RELATIVI ALLA SPALLA

Paraghiaia		
altezza paraghiaia	(m)	1.80
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	1.65
lunghezza paraghiaia	(m)	17.70
Fusto		
altezza fusto	(m)	3.85
spessore fusto	(m)	2.20
lunghezza fusto	(m)	21.45
Risvolto di sx		
altezza risvolto sx	(m)	5.82
lunghezza risvolto sx	(m)	3.40
spessore risvolto sx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	0.00

lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00
Risolto di dx		
altezza risolto dx	(m)	5.82
lunghezza risolto dx	(m)	3.40
spessore risolto dx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00
azione longitudinale aggiuntiva - tiranti -	(kN)	300.00
quota di app.ne azione long. aggiuntiva da intradosso fondazione	(m)	2.00

7.3.8 DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Fusto		
lunghezza platea di fondazione	(m)	21.45
larghezza platea di fondazione	(m)	6.00
spessore platea	(m)	2.00
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	3.40
Risolto di sx		
lunghezza platea di fondazione	(m)	0.00
larghezza platea di fondazione	(m)	0.00
spessore platea	(m)	2.00
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	8.05
Risolto di dx		
lunghezza platea di fondazione	(m)	0.00
larghezza platea di fondazione	(m)	0.00
spessore platea	(m)	2.00
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	8.05

7.3.9 DATI RELATIVI AL TERRENO

peso specifico terreno	γ	(kN/m ³)	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	ϕ	(°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	δ	(°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale θ	θ	(°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale β	β	(°)	0.00
altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle		(m)	0.00

altezza a filo elevazione del terreno di valle		(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno alle testate		(m)	0.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle testate		(m)	0.00
angolo di attrito interno del terreno a valle		(°)	30.00
<i>DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO</i>			
Altezza spalla per diffusione		(m)	5.65
Angolo di diffusione		(°)	30
Carico Qi (su impronta 3.00x2.20m)		kN	1200.00
Carico qi (su impronta 3.00x2.20m)		kN	92.40
Carico Totale		kN	1292.40
Larghezza totale colonne+diffusione		(m)	12.26
Lunghezza totale colonne Qi+diffusione		(m)	5.46
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico		(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico		(kN/m ²)	20.00

7.3.10 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

<i>Paraghiata</i>		
numero pali		12
interasse pali	(m)	3.60
lunghezza pali	(m)	20.00
<i>Risolto di sx</i>		
numero pali		0
interasse pali	(m)	0.00
lunghezza pali	(m)	0.00
<i>Risolto di dx</i>		
numero pali		0
interasse pali	(m)	0.00
lunghezza pali	(m)	0.00

7.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

7.4.1 CARICHI ELEMENTARI

TABLE: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
A1.a) Spalla Peso Proprio	DEAD	1	
A1.b) Tiranti	DEAD	0	
A2.a) Spinta della Terra M1	DEAD	0	
A2.b) Spinta della Terra M2	DEAD	0	
A2.c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD	0	
A3.a) Spalla Perm.	DEAD	0	
A2.d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD	0	
B1) Impalcato Peso Proprio	DEAD	0	
B2) Impalcato Perm.	DEAD	0	
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3a2) Folla 1 Marc.Centro	LIVE	0	
C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
C3b1) Folla 2 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3b2) Folla 2 Marc.Centro	LIVE	0	
C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
Da) Acc.Ril+Carico M1	LIVE	0	
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE	0	
Ea) Acc.Ril+Scarico M1	LIVE	0	
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE	0	
F1) Frenatura 1	LIVE	0	
F2) Frenatura 2	LIVE	0	
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE	0	
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE	0	
H1) VENTO+y Imp.carico	WIND	0	None
H2) VENTO-y Imp.carico	WIND	0	None
I1) VENTO+y Imp.scarico	WIND	0	None
I2) VENTO-y Imp.scarico	WIND	0	None
L1) Vento +y Spalla	WIND	0	None
L2) Vento -y Spalla	WIND	0	None
L3) Neve	LIVE	0	
M1a) SismaX Spalla	QUAKE	0	None
M1b) SismaX Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
M2a+) X TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
M2a-) X TERRA V- M1	QUAKE	0	None
M2b+) X TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
M2b-) X TERRA V- M2	QUAKE	0	None
M3) SISMA X IMP.	QUAKE	0	None
N1a) SismaY Spalla	QUAKE	0	None
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N2a+) Y TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
N2a-) Y TERRA V- M1	QUAKE	0	None
N2b+) Y TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
N2b-) Y TERRA V- M2	QUAKE	0	None
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE	0	None
O1) SISMA V SPALLA	QUAKE	0	None
O2a) V TERRA V+	QUAKE	0	None
O2b) V TERRA V-	QUAKE	0	None
O3) SISMA V IMP.	QUAKE	0	None
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD	0	
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD	0	

TABLE: Load Case Definitions

Case	DesignType
Text	Text
A1) Spalla Peso Proprio+ Tiranti	DEAD
A2a) Spinta della Terra M1	DEAD
A2b) Spinta della Terra M2	DEAD
A2c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD
A2d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD
A3) Spalla Perm.	DEAD
B1) Imp. Peso Proprio	DEAD
B2) Impalcato Perm.	DEAD
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	LIVE
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	LIVE
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	LIVE
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE
C3a) Folla 1	LIVE
C3b) Folla 2	LIVE
Da) Acc. Ril+Carico M1	LIVE
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	LIVE
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE
F1) Frenatura 1	LIVE
F2) Frenatura 2	LIVE
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE
H1) Vento+ Ponte Carico	WIND
H2) Vento- Ponte Carico	WIND
I1) Vento+ Ponte scarico	WIND
I2) Vento- Ponte scarico	WIND
L1) Vento+ Spalla	WIND
L2) Vento- Spalla	WIND
L3) Neve	LIVE
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	QUAKE
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	QUAKE
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	QUAKE
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	QUAKE
M3) SISMA X IMP.	QUAKE
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	QUAKE
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	QUAKE
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	QUAKE
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	QUAKE
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE
Oa) Sisma Verticale V+	QUAKE
Ob) Sisma Verticale V-	QUAKE
O3) SISMA V IMP.	QUAKE
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD
MODAL	OTHER

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.a) Spalla Peso Proprio	1
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.b) Tiranti	1
A2a) Spinta della Terra M1	Load pattern	A2.a) Spinta della Terra M1	1
A2b) Spinta della Terra M2	Load pattern	A2.b) Spinta della Terra M2	1
A2c) Spinta della TerraSismica M1	Load pattern	A2.c) Spinta della TerraSismica M1	1
A2d) Spinta della TerraSismica M2	Load pattern	A2.d) Spinta della TerraSismica M2	1
A3) Spalla Perm.	Load pattern	A3.a) Spalla Perm.	1
B1) Imp. Peso Proprio	Load pattern	B1) Impalcato Peso Proprio	1
B2) Impalcato Perm.	Load pattern	B2) Impalcato Perm.	1
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	Load pattern	C1a) Acc.1 Imp. Tandem	1
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	Load pattern	C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	1
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	Load pattern	C1b) Acc.2 Imp. Tandem	1
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	Load pattern	C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b2) Folla 2 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	1
Da) Acc. Ril+Carico M1	Load pattern	Da) Acc.Ril+Carico M1	1
Db) Acc.Ril+Carico M2	Load pattern	Db) Acc.Ril+Carico M2	1
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	Load pattern	Ea) Acc.Ril+Scarico M1	1
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	Load pattern	Eb) Acc.Ril+Scarico M2	1
F1) Frenatura 1	Load pattern	F1) Frenatura 1	1
F2) Frenatura 2	Load pattern	F2) Frenatura 2	1
G1) Azione Centrifuga 1	Load pattern	G1) Azione Centrifuga 1	1
G2) Azione Centrifuga 2	Load pattern	G2) Azione Centrifuga 2	1
H1) Vento+ Ponte Carico	Load pattern	H1) VENTO+y Imp.carico	1
H2) Vento- Ponte Carico	Load pattern	H2) VENTO-y Imp.carico	1
I1) Vento+ Ponte scarico	Load pattern	I1) VENTO+y Imp.scarico	1
I2) Vento- Ponte scarico	Load pattern	I2) VENTO-y Imp.scarico	1
L1) Vento+ Spalla	Load pattern	L1) Vento +y Spalla	1
L2) Vento- Spalla	Load pattern	L2) Vento -y Spalla	1
L3) Neve	Load pattern	L3) Neve	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M2a+) X TERRA V+ M1	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M2a-) X TERRA V- M1	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M2b+) X TERRA V+ M2	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M2b-) X TERRA V- M2	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
M3) SISMA X IMP.	Load pattern	M3) SISMA X IMP.	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N2a+) Y TERRA V+ M1	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N2a-) Y TERRA V- M1	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N2b+) Y TERRA V+ M2	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N2b-) Y TERRA V- M2	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
N3) SISMA Y IMP.	Load pattern	N3) SISMA Y IMP.	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O2a) V TERRA V+	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O2b) V TERRA V-	1
O3) SISMA V IMP.	Load pattern	O3) SISMA V IMP.	1
P1) Attrito Imp.Struttura	Load pattern	P1) Attrito Imp.Struttura	1
P2) Attrito Imp.Portati	Load pattern	P2) Attrito Imp.Portati	1

7.4.2 COMBINAZIONI DI CARICO

1A) Carichi elementari combinazione AI-MI (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

CATEGORIA	DESCRIZIONE	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20	A21	A22	A23	A24	A25	A26	A27	A28	A29	A30	A31	A32	A33	A34	A35	A36	A37	A38	A39	A40	A41	A42	A43	A44	A45	A46	A47	A48	A49	A50	A51	A52	A53	A54	A55	A56	A57	A58	A59	A60	A61	A62	A63	A64	A65	A66	A67	A68	A69	A70	A71	A72	A73	A74	A75	A76	A77	A78	A79	A80	A81	A82	A83	A84	A85	A86	A87	A88	A89	A90	A91	A92	A93	A94	A95	A96	A97	A98	A99	A100	A101	A102	A103	A104	A105	A106	A107	A108	A109	A110	A111	A112	A113	A114	A115	A116	A117	A118	A119	A120	A121	A122	A123	A124	A125	A126	A127	A128	A129	A130	A131	A132	A133	A134	A135	A136	A137	A138	A139	A140	A141	A142	A143	A144	A145	A146	A147	A148	A149	A150	A151	A152	A153	A154	A155	A156	A157	A158	A159	A160	A161	A162	A163	A164	A165	A166	A167	A168	A169	A170	A171	A172	A173	A174	A175	A176	A177	A178	A179	A180	A181	A182	A183	A184	A185	A186	A187	A188	A189	A190	A191	A192	A193	A194	A195	A196	A197	A198	A199	A200	A201	A202	A203	A204	A205	A206	A207	A208	A209	A210	A211	A212	A213	A214	A215	A216	A217	A218	A219	A220	A221	A222	A223	A224	A225	A226	A227	A228	A229	A230	A231	A232	A233	A234	A235	A236	A237	A238	A239	A240	A241	A242	A243	A244	A245	A246	A247	A248	A249	A250	A251	A252	A253	A254	A255	A256	A257	A258	A259	A260	A261	A262	A263	A264	A265	A266	A267	A268	A269	A270	A271	A272	A273	A274	A275	A276	A277	A278	A279	A280	A281	A282	A283	A284	A285	A286	A287	A288	A289	A290	A291	A292	A293	A294	A295	A296	A297	A298	A299	A300	A301	A302	A303	A304	A305	A306	A307	A308	A309	A310	A311	A312	A313	A314	A315	A316	A317	A318	A319	A320	A321	A322	A323	A324	A325	A326	A327	A328	A329	A330	A331	A332	A333	A334	A335	A336	A337	A338	A339	A340	A341	A342	A343	A344	A345	A346	A347	A348	A349	A350	A351	A352	A353	A354	A355	A356	A357	A358	A359	A360	A361	A362	A363	A364	A365	A366	A367	A368	A369	A370	A371	A372	A373	A374	A375	A376	A377	A378	A379	A380	A381	A382	A383	A384	A385	A386	A387	A388	A389	A390	A391	A392	A393	A394	A395	A396	A397	A398	A399	A400	A401	A402	A403	A404	A405	A406	A407	A408	A409	A410	A411	A412	A413	A414	A415	A416	A417	A418	A419	A420	A421	A422	A423	A424	A425	A426	A427	A428	A429	A430	A431	A432	A433	A434	A435	A436	A437	A438	A439	A440	A441	A442	A443	A444	A445	A446	A447	A448	A449	A450	A451	A452	A453	A454	A455	A456	A457	A458	A459	A460	A461	A462	A463	A464	A465	A466	A467	A468	A469	A470	A471	A472	A473	A474	A475	A476	A477	A478	A479	A480	A481	A482	A483	A484	A485	A486	A487	A488	A489	A490	A491	A492	A493	A494	A495	A496	A497	A498	A499	A500	A501	A502	A503	A504	A505	A506	A507	A508	A509	A510	A511	A512	A513	A514	A515	A516	A517	A518	A519	A520	A521	A522	A523	A524	A525	A526	A527	A528	A529	A530	A531	A532	A533	A534	A535	A536	A537	A538	A539	A540	A541	A542	A543	A544	A545	A546	A547	A548	A549	A550	A551	A552	A553	A554	A555	A556	A557	A558	A559	A560	A561	A562	A563	A564	A565	A566	A567	A568	A569	A570	A571	A572	A573	A574	A575	A576	A577	A578	A579	A580	A581	A582	A583	A584	A585	A586	A587	A588	A589	A590	A591	A592	A593	A594	A595	A596	A597	A598	A599	A600	A601	A602	A603	A604	A605	A606	A607	A608	A609	A610	A611	A612	A613	A614	A615	A616	A617	A618	A619	A620	A621	A622	A623	A624	A625	A626	A627	A628	A629	A630	A631	A632	A633	A634	A635	A636	A637	A638	A639	A640	A641	A642	A643	A644	A645	A646	A647	A648	A649	A650	A651	A652	A653	A654	A655	A656	A657	A658	A659	A660	A661	A662	A663	A664	A665	A666	A667	A668	A669	A670	A671	A672	A673	A674	A675	A676	A677	A678	A679	A680	A681	A682	A683	A684	A685	A686	A687	A688	A689	A690	A691	A692	A693	A694	A695	A696	A697	A698	A699	A700	A701	A702	A703	A704	A705	A706	A707	A708	A709	A710	A711	A712	A713	A714	A715	A716	A717	A718	A719	A720	A721	A722	A723	A724	A725	A726	A727	A728	A729	A730	A731	A732	A733	A734	A735	A736	A737	A738	A739	A740	A741	A742	A743	A744	A745	A746	A747	A748	A749	A750	A751	A752	A753	A754	A755	A756	A757	A758	A759	A760	A761	A762	A763	A764	A765	A766	A767	A768	A769	A770	A771	A772	A773	A774	A775	A776	A777	A778	A779	A780	A781	A782	A783	A784	A785	A786	A787	A788	A789	A790	A791	A792	A793	A794	A795	A796	A797	A798	A799	A800	A801	A802	A803	A804	A805	A806	A807	A808	A809	A810	A811	A812	A813	A814	A815	A816	A817	A818	A819	A820	A821	A822	A823	A824	A825	A826	A827	A828	A829	A830	A831	A832	A833	A834	A835	A836	A837	A838	A839	A840	A841	A842	A843	A844	A845	A846	A847	A848	A849	A850	A851	A852	A853	A854	A855	A856	A857	A858	A859	A860	A861	A862	A863	A864	A865	A866	A867	A868	A869	A870	A871	A872	A873	A874	A875	A876	A877	A878	A879	A880	A881	A882	A883	A884	A885	A886	A887	A888	A889	A890	A891	A892	A893	A894	A895	A896	A897	A898	A899	A900	A901	A902	A903	A904	A905	A906	A907	A908	A909	A910	A911	A912	A913	A914	A915	A916	A917	A918	A919	A920
-----------	-------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

CATEGORIA	DESCRIZIONE	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G16	G17	G18	G19	G20	G21	G22	G23	G24	G25	G26	G27	G28	G29	G30	G31	G32	G33	G34	G35	G36	G37	G38	G39	G40	G41	G42	G43	G44	G45	G46	G47	G48	G49	G50	G51	G52	G53	G54	G55	G56	G57	G58	G59	G60	G61	G62	G63	G64	G65	G66	G67	G68	G69	G70	G71	G72	G73	G74	G75	G76	G77	G78	G79	G80	G81	G82	G83	G84	G85	G86	G87	G88	G89	G90	G91	G92	G93	G94	G95	G96	G97	G98	G99	G100	G101	G102	G103	G104	G105	G106	G107	G108	G109	G110	G111	G112	G113	G114	G115	G116	G117	G118	G119	G120	G121	G122	G123	G124	G125	G126	G127	G128	G129	G130	G131	G132	G133	G134	G135	G136	G137	G138	G139	G140	G141	G142	G143	G144	G145	G146	G147	G148	G149	G150	G151	G152	G153	G154	G155	G156	G157	G158	G159	G160	G161	G162	G163	G164	G165	G166	G167	G168	G169	G170	G171	G172	G173	G174	G175	G176	G177	G178	G179	G180	G181	G182	G183	G184	G185	G186	G187	G188	G189	G190	G191	G192	G193	G194	G195	G196	G197	G198	G199	G200	G201	G202	G203	G204	G205	G206	G207	G208	G209	G210	G211	G212	G213	G214	G215	G216	G217	G218	G219	G220	G221	G222	G223	G224	G225	G226	G227	G228	G229	G230	G231	G232	G233	G234	G235	G236	G237	G238	G239	G240	G241	G242	G243	G244	G245	G246	G247	G248	G249	G250	G251	G252	G253	G254	G255	G256	G257	G258	G259	G260	G261	G262	G263	G264	G265	G266	G267	G268	G269	G270	G271	G272	G273	G274	G275	G276	G277	G278	G279	G280	G281	G282	G283	G284	G285	G286	G287	G288	G289	G290	G291	G292	G293	G294	G295	G296	G297	G298	G299	G300	G301	G302	G303	G304	G305	G306	G307	G308	G309	G310	G311	G312	G313	G314	G315	G316	G317	G318	G319	G320	G321	G322	G323	G324	G325	G326	G327	G328	G329	G330	G331	G332	G333	G334	G335	G336	G337	G338	G339	G340	G341	G342	G343	G344	G345	G346	G347	G348	G349	G350	G351	G352	G353	G354	G355	G356	G357	G358	G359	G360	G361	G362	G363	G364	G365	G366	G367	G368	G369	G370	G371	G372	G373	G374	G375	G376	G377	G378	G379	G380	G381	G382	G383	G384	G385	G386	G387	G388	G389	G390	G391	G392	G393	G394	G395	G396	G397	G398	G399	G400	G401	G402	G403	G404	G405	G406	G407	G408	G409	G410	G411	G412	G413	G414	G415	G416	G417	G418	G419	G420	G421	G422	G423	G424	G425	G426	G427	G428	G429	G430	G431	G432	G433	G434	G435	G436	G437	G438	G439	G440	G441	G442	G443	G444	G445	G446	G447	G448	G449	G450	G451	G452	G453	G454	G455	G456	G457	G458	G459	G460	G461	G462	G463	G464	G465	G466	G467	G468	G469	G470	G471	G472	G473	G474	G475	G476	G477	G478	G479	G480	G481	G482	G483	G484	G485	G486	G487	G488	G489	G490	G491	G492	G493	G494	G495	G496	G497	G498	G499	G500	G501	G502	G503	G504	G505	G506	G507	G508	G509	G510	G511	G512	G513	G514	G515	G516	G517	G518	G519	G520	G521	G522	G523	G524	G525	G526	G527	G528	G529	G530	G531	G532	G533	G534	G535	G536	G537	G538	G539	G540	G541	G542	G543	G544	G545	G546	G547	G548	G549	G550	G551	G552	G553	G554	G555	G556	G557	G558	G559	G560	G561	G562	G563	G564	G565	G566	G567	G568	G569	G570	G571	G572	G573	G574	G575	G576	G577	G578	G579	G580	G581	G582	G583	G584	G585	G586	G587	G588	G589	G590	G591	G592	G593	G594	G595	G596	G597	G598	G599	G600	G601	G602	G603	G604	G605	G606	G607	G608	G609	G610	G611	G612	G613	G614	G615	G616	G617	G618	G619	G620	G621	G622	G623	G624	G625	G626	G627	G628	G629	G630	G631	G632	G633	G634	G635	G636	G637	G638	G639	G640	G641	G642	G643	G644	G645	G646	G647	G648	G649	G650	G651	G652	G653	G654	G655	G656	G657	G658	G659	G660	G661	G662	G663	G664	G665	G666	G667	G668	G669	G670	G671	G672	G673	G674	G675	G676	G677	G678	G679	G680	G681	G682	G683	G684	G685	G686	G687	G688	G689	G690	G691	G692	G693	G694	G695	G696	G697	G698	G699	G700	G701	G702	G703	G704	G705	G706	G707	G708	G709	G710	G711	G712	G713	G714	G715	G716	G717	G718	G719	G720	G721	G722	G723	G724	G725	G726	G727	G728	G729	G730	G731	G732	G733	G734	G735	G736	G737	G738	G739	G740	G741	G742	G743	G744	G745	G746	G747	G748	G749	G750	G751	G752	G753	G754	G755	G756	G757	G758	G759	G760	G761	G762	G763	G764	G765	G766	G767	G768	G769	G770	G771	G772	G773	G774	G775	G776	G777	G778	G779	G780	G781	G782	G783	G784	G785	G786	G787	G788	G789	G790	G791	G792	G793	G794	G795	G796	G797	G798	G799	G800	G801	G802	G803	G804	G805	G806	G807	G808	G809	G810	G811	G812	G813	G814	G815	G816	G817	G818	G819	G820	G821	G822	G823	G824	G825	G826	G827	G828	G829	G830	G831	G832	G833	G834	G835	G836	G837	G838	G839	G840	G841	G842	G843	G844	G845	G846	G847	G848	G849	G850	G851	G852	G853	G854	G855	G856	G857	G858	G859	G860	G861	G862	G863	G864	G865	G866	G867	G868	G869	G870	G871	G872	G873	G874	G875	G876	G877	G878	G879	G880	G881	G882	G883	G884	G885	G886	G887	G888	G889	G890	G891	G892	G893	G894	G895	G896	G897	G898	G899	G900	G901	G902	G903	G904	G905	G906	G907	G908	G909	G910	G911	G912	G913	G914	G915	G916	G917	G918	G919	G920	G921	G922	G923	G924
-----------	-------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

7.5 AZIONI

7.5.1 AZIONI TRASMESSE ALL'IMPALCATO

7.5.1.1 Carichi permanenti

CARICHI PERMANENTI	(g2)		totale		sull'appoggio		sul traverso di testata
Travi		kN	11678.67	kN	5839.34		290.51
Soletta		kN	0.00	kN	0.00		0.00
<i>Struttura Impalcato (P.str.imp)</i>	(g2.1)					B1)	290.51
cordolo esterno sx	(g2.2)	kN	1212.90	kN	606.45	B2)	466.50
cordolo interno sx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	0.00
cordolo esterno dx	(g2.2)	kN	1212.90	kN	606.45	B2)	466.50
cordolo interno dx	(g2.2)	kN	0.00	kN	0.00	B2)	0.00
pavimentazione	(g2.2)	kN	3265.50	kN	1632.75	B2)	81.23
pesi aggiunti cordolo esterno sx	(g2.2)	kN	248.80	kN	124.40	B2)	124.40
pesi aggiunti cordolo interno sx	(g2.2)	kN	124.40	kN	62.20	B2)	62.20
pesi aggiunti cordolo esterno dx	(g2.2)	kN	124.40	kN	62.20	B2)	62.20
pesi aggiunti cordolo interno dx	(g2.2)	kN	248.80	kN	124.40	B2)	124.40
<i>Carico Totale (P.tot)</i>		kN	18116.37				
Carico permanente trasmesso dall'impalcato	R _{per}	kN	9058.19				
Effetto dell'attrito sugli appoggi (6.0% Rper)	H _{att}	kN	543.49				

7.5.1.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si considerano quindi due condizioni di carico limite:

1. Cordolo esterno lato risolto di sinistra
2. Cordolo esterno lato risolto di destra

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

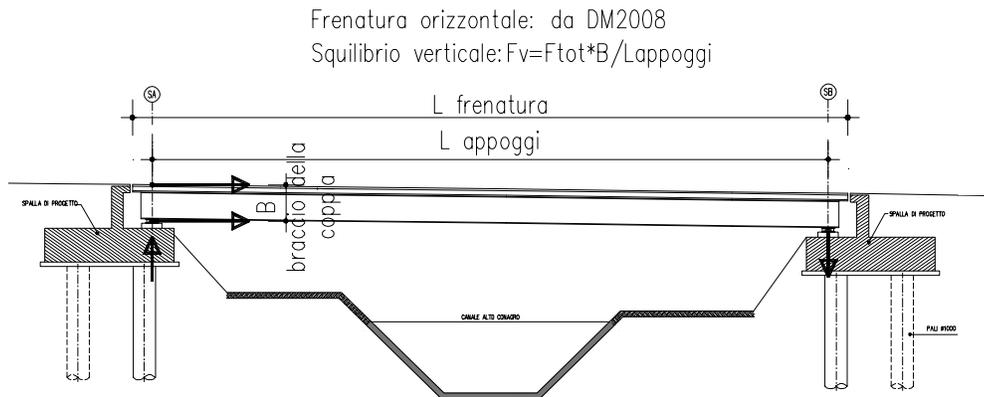
CARICHI ACCIDENTALI	(q1)		sul traverso di testata			
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>			Q _{ik} (q1.1)		q _{ik} (q1.2)	
1° Colonna Q _{1k} (4*150.00 kN), q _{1k} (9.00 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)		298.53	C1)	kN/m	279.92 C2)
2° Colonna Q _{2k} (4*100.00 kN), q _{2k} (2.50	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)		199.02	C1)	kN/m	77.76 C2)

kN/m ²)							
3° Colonna Q _{3k} (4*50.00 kN), q _{3k} (2.50 kN/m ²)	(Q _k *ζ _Q , q _k *ζ _q)			99.51	C1)	kN/m	77.76 C2)
4° Colonna q _{4k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	77.76 C2)
5° Colonna q _{5k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	77.76 C2)
6° Colonna q _{6k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	0.00 C2)
7° Colonna q _{7k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	0.00 C2)
8° Colonna q _{8k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	0.00 C2)
9° Colonna q _{9k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	0.00 C2)
10° Colonna q _{10k} (2.50 kN/m ²)	(q _k *ζ _q)			-		kN/m	0.00 C2)
Totale Accidentali				597.06			590.94
<i>Folla cordoli</i>				Q _{Fik}			
Folla cordolo n.1 sx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	(q _k *ζ _F)	R _{F1,sx}		0.00			
Folla cordolo n.2 sx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	(q _k *ζ _F)	R _{F2,sx}		0.00			
Folla cordolo n.1 dx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	(q _k *ζ _F)	R _{F1,dx}		0.00			
Folla cordolo n.2 dx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	(q _k *ζ _F)	R _{F2,dx}		0.00			

7.5.1.3 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO	(q3)			<i>Tipo di appoggio</i>			
Lunghezza della zona caricata L		m	31.10	Appoggi fissi multipli- Coefficiente aderenza	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)	kN	110.99 F)
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):			1				
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)		kN	443.97	Calcola Coefficiente aderenza e scrivi	Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)	15.13	F)
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):			si				
			C	0.500			

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale schematizzato nel disegno seguente:



7.5.1.4 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA	(q4)					
raggio di curvatura	m	0.00				
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>			Q_{ik}		$Q_{v,ik}$	
1° Colonna Q_{1k} (4*150.00 kN)	kN	298.53	$Q_{v,1k}$	kN	0.00	G)
2° Colonna Q_{2k} (4*100.00 kN)	kN	199.02	$Q_{v,2k}$	kN	0.00	G)
3° Colonna Q_{3k} (4*50.00 kN)	kN	99.51	$Q_{v,3k}$	kN	0.00	G)

Agente a quota pavimentazione.

7.5.1.5 Azione del vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6:

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

AZIONE DEL VENTO (D.M. 14/01/2008)	(q5)			p_v	15.00	kN/m
Pressione Vento		kN/m ²	2.50			
Lung. di afferenza vento Impalcato		m	31.10			
Azione vento afferente alla spalla		kN/m	77.75			
<i>Superficie impalcato investita a ponte</i> <i>SCARICO</i>	$F_{v,scarico}$	kN/m	77.75	m	7.60	I-L)
<i>Superficie impalcato investita a ponte</i> <i>CARICO</i>	$F_{v,carico}$	kN/m	77.75	m	7.60	H-L)

7.5.1.6 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidità orizzontale.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

AZIONE SISMICA	(q6)							
	kh		0.260	<i>Tipo di appoggio</i>				sul traverso di testata
	kv		0.000	Appoggi in Neoprene				
				N				F_{sl} (kN/m)
<i>Sisma totale in senso longitudinale</i>	F_{sl}	kN	2355.13	Quota di sisma Long. afferente alla spalla		(+X)	117.17	M3)
agente a quota appoggi con braccio:	h_{Fsl}	m	1.50	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi	Squilibrio	(Z)	5.74	M3)
Squilibrio sisma longitudinale			si					
				0.5				
								F_{s} (kN/m)

Sisma totale in senso trasversale	F _{st}	kN	2355.13	Quota di sisma Trasv. affe- rente alla spalla		(+Y)	117.17	N3)
agente sopra quota appoggi:	h _{Fst}	m	1.50	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi				
					0.5			
							F _{sv} (kN/m)	
Sisma totale verticale	F _{sv}	kN	0.00			(+Z)	0.00	O3)

7.5.1.7 Azione di attrito

Azioni orizzontali longitudinali al ponte trasmesse alla spalla per attrito in funzione del tipo di appoggi:

AZIONE DI ATTRITO	(q7)							
			<i>Tipo di appoggio</i>		(q7.1)	kN		
Attrito (Struttura Impalcato)			Appoggi fissi multipli-Coefficiente afferenza		(+X)	12.44	P1)	
			C	Calcola Attrito con (a*L*DT*Kel) e scrivi		Kel=EJ/H^3		
			0.25					
				12.44	(q7.2)	kN		
Attrito (Permanenti portati Impalcato)					(+X)	0.00	P2)	

7.5.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

7.5.2.1 Peso proprio

Avendo effettuato l'implemetazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidezza, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicator in automatic dal programma di calcolo, assumendo come peso specific dell'elemento calcestrutto il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

7.5.2.2 Spinta delle terre

7.5.2.2.1 Spinta Del Terreno Di Monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i parametri geotecnici indicati nella tabella riportata di seguito.

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

SPINTA DELLE TERRE			
Spinta del terreno a monte			
peso di volume		γ kN/m ³	19.00
angolo di attrito A1+M1		ϕ_{A1+M1} °	35.00
angolo di attrito A2+M2		ϕ_{A2+M2} °	29.26
COMBINAZIONE A1-M1			

	Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \frac{\sin \phi}{\cos \phi}$		0.426
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.65
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	53.88
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-179.15
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	2.217
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.82
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	55.26
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-188.42
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	2.273
	<i>RISVOLTO DX</i>			
A2.a)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.82
	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	55.26
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-188.42
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	2.273
	COMBINAZIONE A2-M2			
	Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \frac{\sin \phi}{\cos \phi}$		0.511
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.65
A2.b)	pressione massima alla base	$p_2 =$	kN/m	64.60
	spinta massima	$S_2 =$	kN	-214.80
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_2 =$	m	2.217
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.82
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	66.25
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-225.92
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	2.273
	<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	6.82
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	66.25
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-225.92
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	2.273

7.5.2.2.2 Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

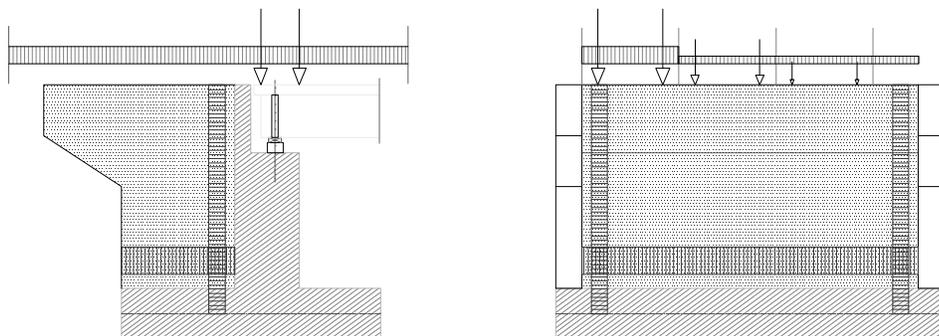
SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO				
<i>Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno</i>				
	sovraccarico concomitante con impalcato carico		kN/m ²	9.00
	sovraccarico concomitante con impalcato scarico		kN/m ²	20.00
COMBINAZIONE A1-M1				
D.a)	pressione concomitante con impalcato carico	$P_{2a} =$	kN/m ²	3.84
E.a)	pressione concomitante con impalcato scarico	$P_{2b} =$	kN/m ²	8.53
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-512.98
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-1139.96
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.33
COMBINAZIONE A2-M2				
D.b)	pressione concomitante con impalcato carico	$P_{2a} =$	kN/m ²	4.60
E.b)	pressione concomitante con impalcato scarico	$P_{2b} =$	kN/m ²	10.23
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-615.07
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-1366.82
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.33

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

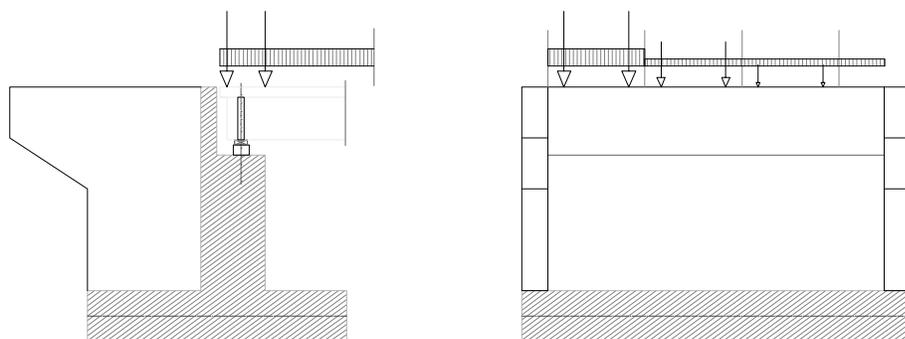
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

a	Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
b	Carichi solo impalcato
c	Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
d	Assenza di impalcato

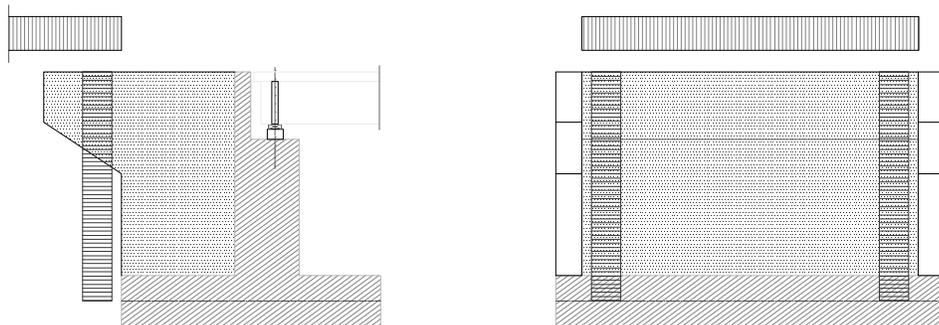
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



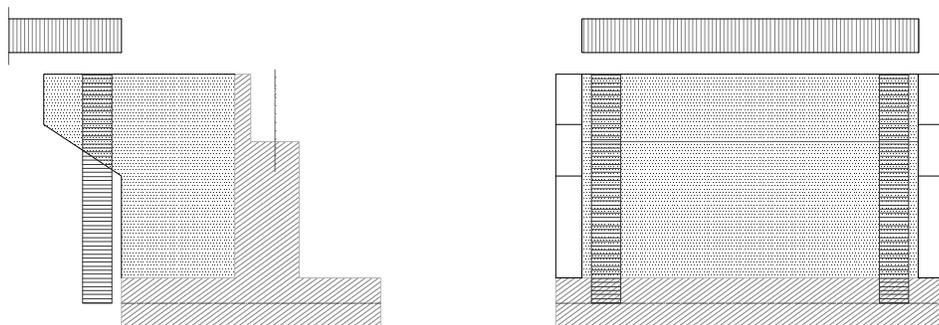
b) Carichi solo impalcato



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)



d) Assenza di impalcato



7.5.2.2.3 Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

7.5.2.2.4 Carico Sulla Platea Fondazione

CARICO SULLA PLATEA FONDAZIONE				
	<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{t\text{ot}}$	m	6.65
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	P_t	kN/m ²	126.35
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	P_Q	kN/m ²	9.00
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{t\text{ot}}$	m	6.82
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	P_t	kN/m ²	129.58
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	P_Q	kN/m ²	9.00
	<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla	$H_{t\text{ot}}$	m	6.82
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	P_t	kN/m ²	129.58
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	P_Q	kN/m ²	9.00

7.5.2.3 **Azione del vento**

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	9.00
Pressione del vento (kN/m ²)	p_v	250
Coefficiente di afferenza azioni spalla	ξ_{str}	1.00
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	q_v	15.00

7.5.2.4 **Azione sismica**

7.5.2.4.1 Azioni Inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paragliaia

Fusto

Muri di risvolto

Orecchie

Fondazione

M-N 1)	coefficiente sismico orizzontale = a_{max}/g *	$k_h =$	0.260
O1)	$\beta_m =$ coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+} =$ "+-"	0.000
Inerzia terreno imbarcato			
<i>SPALLA</i>			
M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} *$ $k_h =$ kN/m ²	16.80
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$ kNm/m	362.98
<i>RISVOLTO SX</i>			
N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} *$ $k_h =$ kN/m ²	39.77
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$ kNm/m	904.95
<i>RISVOLTO DX</i>			
N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} *$ $k_h =$ kN/m ²	39.77
	Momento in asse platea	$M_{ITi} =$ kNm/m	904.95

7.5.2.4.2 Spinta Terre

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 7.11.6.2.1 del D.M., la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$S_t = 1/2 \times \gamma \times h_{tot}^2 \times k$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta attiva è posto ad $h_{tot}/3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

	Incremento di spinta del terreno		
	coefficiente di spinta attiva (M1)	$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	0.271
	coefficiente di spinta attiva (M2)	$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	0.343
Spinta Terreno Sismico			
<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	6.65
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	34.24

A2.d)	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	113.85
	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	43.39
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	144.28
		$h_{1s} =$ m	2.217
RISVOLTO SX			
A2.c)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	6.82
	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	35.11
A2.d)	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	119.74
	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	44.50
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	151.76
		$h_{1s} =$ m	2.273
RISVOLTO DX			
A2.c)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	6.82
	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	35.11
A2.d)	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	119.74
	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	44.50
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	151.76
		$h_{1s} =$ m	2.273

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

1) SPALLA				
<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>				
		pd	kN/m ²	55.973
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	186.111
			kN/m	/
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	6.65
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd - p_{1s} =$	kN/m ²	10.867
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/
<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>				
		pd	kN/m ²	68.472
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	227.668
			kN/m	/
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	6.65
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd - p_{1s} =$	kN/m ²	12.539

M-N 2B.-)				/
O 2B.+)				/
O 2B.-)				/
	2) RISVOLTO SX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	57.404
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	195.748
			kN/m	/
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	6.82
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd -$ $p_{ls} =$	$\frac{kN}{m^2}$	11.145
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/
	<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>			
		pd	kN/m ²	70.222
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	239.457
			kN/m	/
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	6.82
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd -$ $p_{ls} =$	kN/m ²	12.859
M-N 2B.-)				/
O 2B.+)				/
O 2B.-)				/
	3) RISVOLTO DX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	57.404
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	195.748
			kN/m	/
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	6.82
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = pd -$ $p_{ls} =$	$\frac{kN}{m^2}$	11.145
M-N 2A.-)				/
O 2A.+)				/
O 2A.-)				/
	<i>Approccio 1 - combinazione M2</i>			
		pd	kN/m ²	70.222
			kN/m ²	/
		Ed =	kN/m	239.457
			kN/m	/
	altezza risvolto sx+ 1/2	H =	m	6.82

	fondazione			
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	$D_{pd} = p_d - p_{ls} =$	kN/m ²	12.859
M-N 2B.-)				/
O 2B.+)				/
O 2B.-)				/

7.6 SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni afferenti ai vari elementi strutturali si sono estrapolate dal programma di calcolo: si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle sollecitazioni massime afferenti ai singoli elementi strutturali, per le combinazioni di carico significative (vedasi capitolo 6.4.1.2).

7.6.1 SOLLECITAZIONI PALIFICATE DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito lo schema della numerazione dei pali individuata nel programma di calcolo.

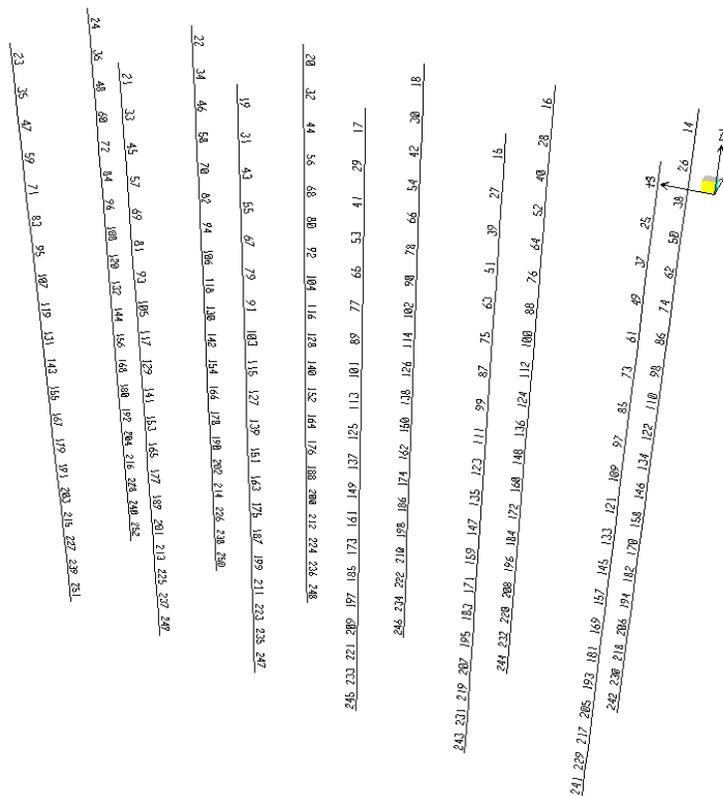


Figura 7.5 Pali Fondazione.

7.6.1.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

N	M	descrizione	elemento
-4801.72	264.24	M2max	14
-6958.26	430.92	M2min	24
-8001.26	373.60	M3max	60
-4106.31	667.80	M3min	24
-2551.16	336.90	Pmin Comp.	14
-8611.98	0.00	Pmax Comp.	252
-2989.92	202.06	smax	62
-6665.07	511.62	smin	24

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-379.34	-275.72
V3	-10.46	-106.57
elemento	24	24
quadratura V2+V3	379.48	295.60

7.6.1.2 Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1

N	M	descrizione	elemento
-4310.20	249.75	M2max	14
-5331.00	329.27	M2min	24
-1734.45	311.53	M3max	71
-3075.59	510.07	M3min	24
-1039.07	371.67	Pmin Comp.	17
-6657.32	0.00	Pmax Comp.	252
-1180.44	282.55	smax	65
-5197.19	458.40	smin	24

7.6.1.3 Condizione sismica Struttura: A1+M1

N	M	descrizione	elemento
-3254.02	1233.17	M2max	16
-3894.35	845.52	M2min	24
-2087.21	736.77	M3max	15
885.01	856.56	M3min	21
1781.75	226.51	Pmax Traz.	25
-6732.21	0.00	Pmax Comp.	252
-589.09	1117.62	smax	17
-5721.97	838.20	smin	24

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-646.53	-293.11
V3	139.91	507.92
elemento	15	16
quadratura V2+V3	661.49	586.43

7.6.1.4 Condizione sismica Geotecnica: A2+M1

N	M	descrizione	elemento
-3254.02	1233.17	M2max	16
-3894.35	845.52	M2min	24
-2571.31	761.74	M3max	13
885.01	856.56	M3min	21
1810.02	825.45	Pmax Traz.	13
-6732.21	0.00	Pmax Comp.	252
-589.09	1117.62	smax	17
-5721.97	838.20	smin	24

7.6.2 SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

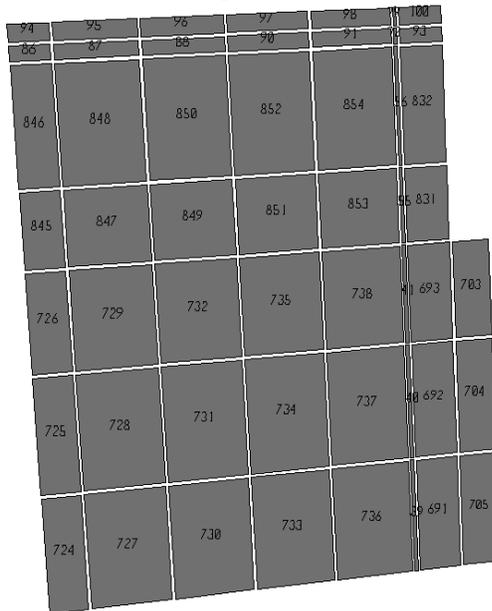


Figura 7.6 Risvolto sinistro.

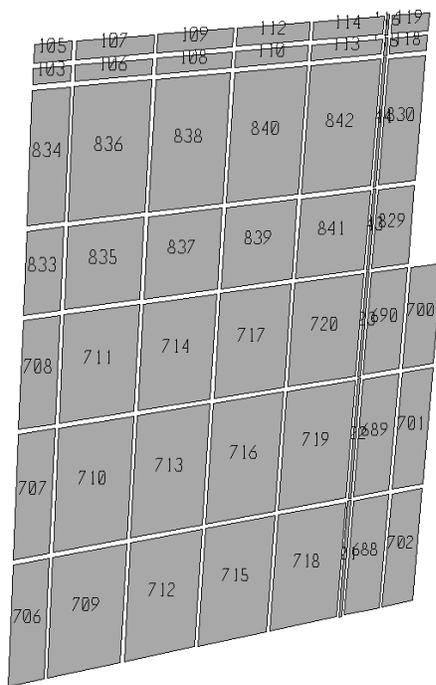


Figura 7.7 Risvolto destro.

7.6.2.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

Risvolto di Sinistra

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
97.2	191.8	M1max	693
-149.2	-101.5	M1min	693
189.2	133.6	F1max Traz.	693
-250.7	-25.1	F1max Comp.	693

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-119.6	201.7	M2max	100
246.1	-165.5	M2min	693
450.9	-26.2	F2max Traz.	693
-538.4	33.0	F2max Comp.	705

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	259.81	220.00
min	-122.39	-270.80
max_v.ass	259.81	270.80

Risvolto di Destra

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
117.3	184.4	M1max	843
37.6	-89.9	M1min	116
290.5	24.4	F1max Traz.	690
-230.5	-1.3	F1max Comp.	690

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-127.8	195.7	M2max	119
283.6	-129.2	M2min	690
398.0	-50.3	F2max Traz.	690
-723.3	56.8	F2max Comp.	702

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	126.54	214.79
min	-248.43	-226.48
max_v.ass	248.43	226.48

7.6.2.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Risvolto di Sinistra

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-98.5	169.4	M1max	693
629.3	-109.0	M1min	693
683.6	-46.0	F1max Traz.	693
-698.9	52.1	F1max Comp.	693

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-759.7	186.9	M2max	704
611.4	-203.2	M2min	704
611.4	-203.2	F2max Traz.	704
-770.1	167.7	F2max Comp.	704

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	196.60	180.81
min	-86.35	-212.81
max_v.ass	196.60	212.81

Risvolto di Destra

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-260.3	175.6	M1max	723
-48.9	-121.5	M1min	721
917.1	6.4	F1max Traz.	690
-831.7	71.8	F1max Comp.	690

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-963.5	235.2	M2max	701
632.8	-197.8	M2min	701
632.8	-197.8	F2max Traz.	701
-1051.1	175.3	F2max Comp.	701

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	88.62	124.21
min	-184.55	-190.00
max_v.ass	184.55	190.00

7.6.3 SOLLECITAZIONI FUSTO

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

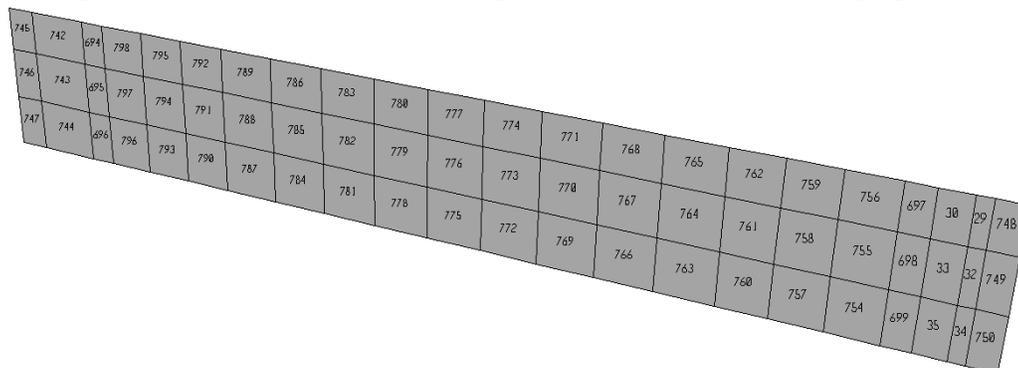


Figura 7.8 Fusto.

7.6.3.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-1018.9	296.4	M1max	698
2853.8	-341.1	M1min	746
4108.6	-167.7	F1max Traz.	783
-1028.7	290.9	F1max Comp.	698

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-166.1	110.9	M2max	792
-6173.1	-1008.1	M2min	746
589.9	-236.1	F2max Traz.	797
-7079.0	-994.7	F2max Comp.	746

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	122.03	22.23
min	-136.83	-160.69
max_v.ass	136.83	160.69

7.6.3.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-196.8	172.3	M1max	698
1141.0	-266.2	M1min	797
2765.4	-33.0	F1max Traz.	786
-622.6	121.5	F1max Comp.	698

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-141.2	159.7	M2max	781

-3180.9	-534.7	M2min	746
559.3	-70.6	F2max Traz.	747
-3356.1	-368.9	F2max Comp.	749

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	125.37	44.61
min	-107.60	-149.88
max_v.ass	125.37	149.88

7.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

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

- 1) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio

- 2) Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione “frequente” e “quasi permanente”): come indicato nel D.M.14.01.2008, § 4.1.2.2.4.6, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Si riportano di seguito le tabelle indicate nel § 4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

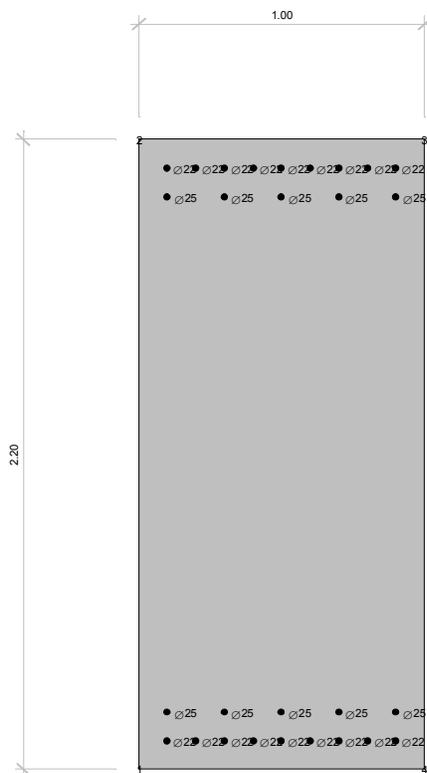
Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

- 3) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
 Presso-Flessione
 Taglio

7.8 VERIFICHE FUSTO

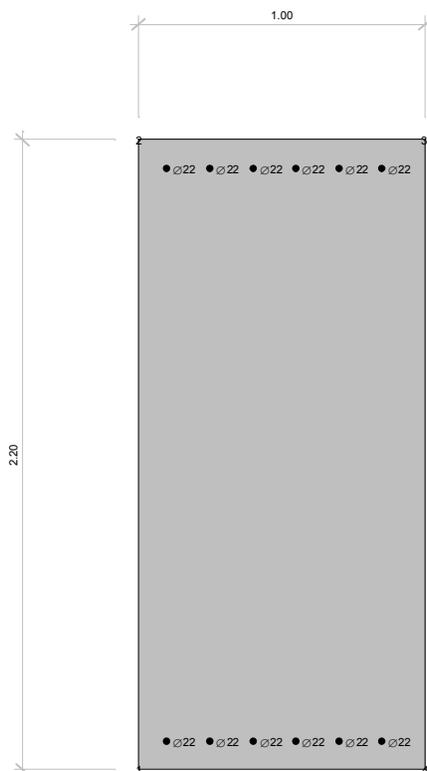
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura tesa primo strato – lato contro terra (cm ²)	1Φ22/10	= 38.00
Copriferro c1 primo strato – lato contro terra (cm)	8.90	
Armatura tesa secondo strato – lato contro terra (cm ²)	1Φ25/20	= 24.55
Copriferro c2 secondo strato – lato contro terra (cm)	18.00	
Armatura compressa primo strato – lato non contro terra (cm ²)	1Φ22/10	= 38.00
Copriferro armatura compressa c'1 primo strato – lato non contro terra (cm)	9.00	
Armatura compressa secondo strato – lato non contro terra (cm ²)	1Φ25/20	= 24.55
Copriferro armatura compressa c'2 secondo strato – lato non contro terra (cm)	18.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	220.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ22/15	= 25.33
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ22/15	= 25.33
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.8.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-40490.58	-0.0035 (sez)	4598.27	0.01 (arm)
Mx	-4481.32	0.01 (arm)	4481.32	0.01 (arm)
My	-1945.34	0.01 (arm)	1945.34	0.01 (arm)

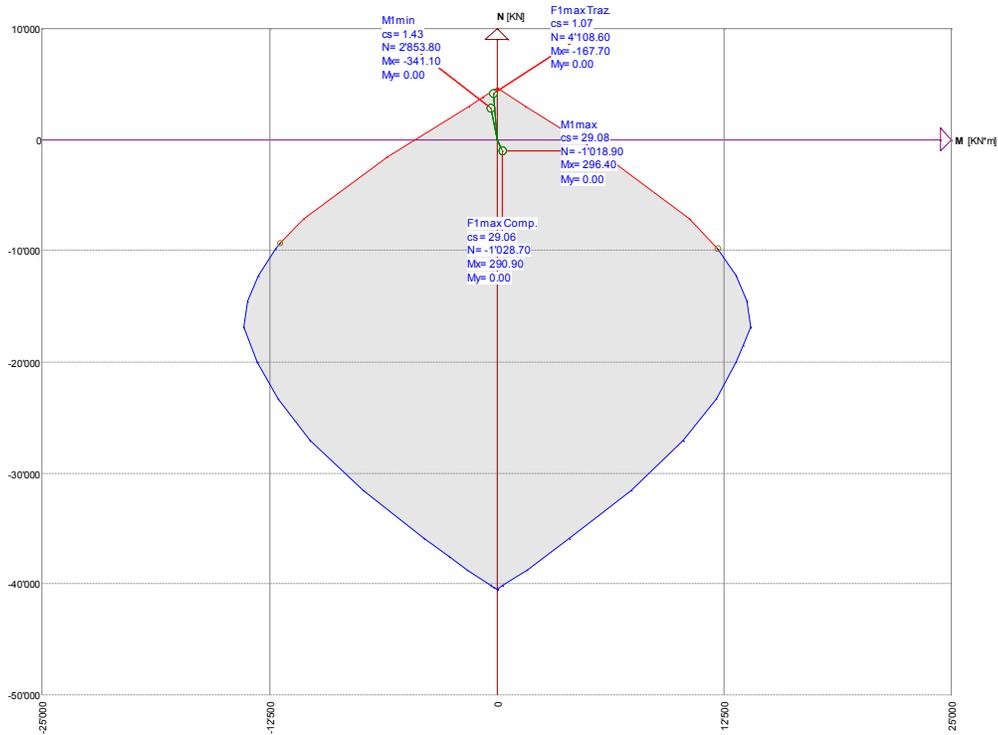
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-1018.90	0.00	0.00	296.40	0.00
2	M1min	2853.80	0.00	0.00	-341.10	0.00
3	F1max Traz.	4108.60	0.00	0.00	-167.70	0.00
4	F1max Comp.	-1028.70	0.00	0.00	290.90	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	29.0838	sezione
2	1.4345	armatura
3	1.0745	armatura
4	29.0580	sezione

Piano per asse N



7.8.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-37567.54	-0.0035 (sez)	1673.41	0.01 (arm)
Mx	-1779.66	0.01 (arm)	1777.00	0.01 (arm)
My	-828.74	0.01 (arm)	737.34	0.01 (arm)

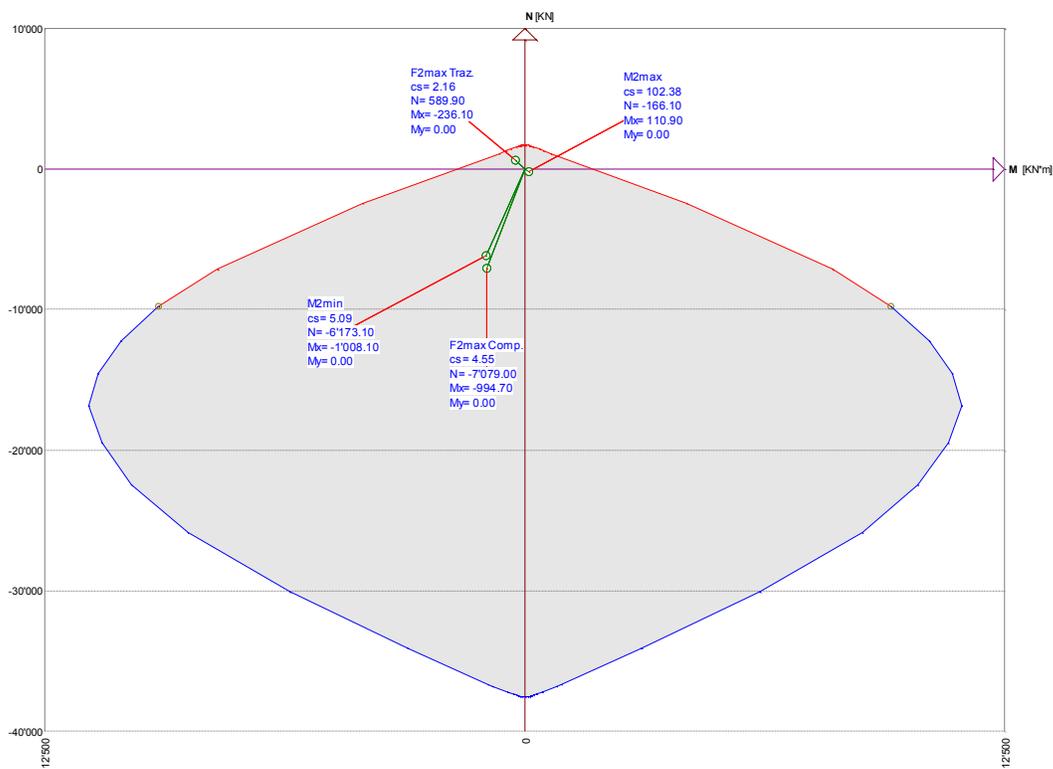
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-166.10	0.00	0.00	110.90	0.00
2	M2min	-6173.10	0.00	0.00	-1008.10	0.00
3	F2max Traz.	589.90	0.00	0.00	-236.10	0.00
4	F2max Comp.	-7079.00	0.00	0.00	-994.70	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	102.3773	sezione
2	5.0875	sezione
3	2.1611	armatura
4	4.5482	sezione

Piano per asse N



7.8.1.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	161.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	2200	mm
c	90	mm
d	2110	mm
f	22	mm
n°	6.67	
A_{sl}	2534.20	mm ²
ρ_l	0.001	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.3079	
V_{min}	0.3016	
	525.12	kN
	636.46	kN
V_{rd}	636.46	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.8.1.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-196.80	0.00	0.00	172.30	0.00
2	1141.00	0.00	0.00	-266.20	0.00
3	2765.40	0.00	0.00	-33.00	0.00
4	-622.60	0.00	0.00	121.50	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.31	0.00	3.27	-4.27
2	4.67	0.00	121.70	72.49
3	15.47	0.00	238.38	232.28
4	-0.39	-0.13	-2.19	-5.67

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-141.20	0.00	0.00	159.70	0.00
2	-3180.90	0.00	0.00	-534.70	0.00
3	559.30	0.00	0.00	-70.60	0.00
4	-3356.10	0.00	0.00	-368.90	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.38	0.00	9.51	-5.04
2	-2.02	-0.78	-12.57	-29.49
3	5.56	0.00	155.60	89.62
4	-1.91	-1.05	-16.32	-28.05

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	220
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	21130
T (kN)	150.00
τ_c (N/mm ²)	0.07

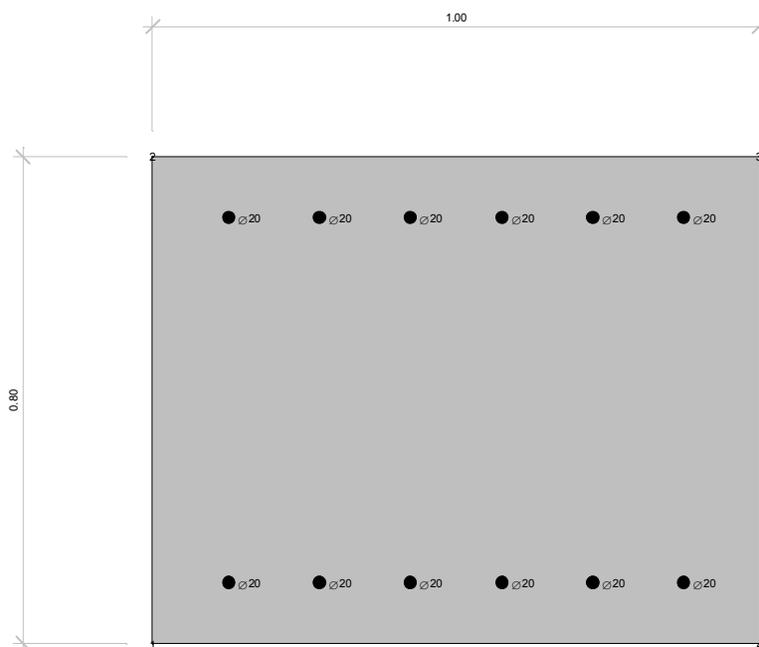
$\leq f_{cE} = 1.08$

7.9 VERIFICHE MURI DI RISVOLTO

7.9.1 RISVOLTO SINISTRO

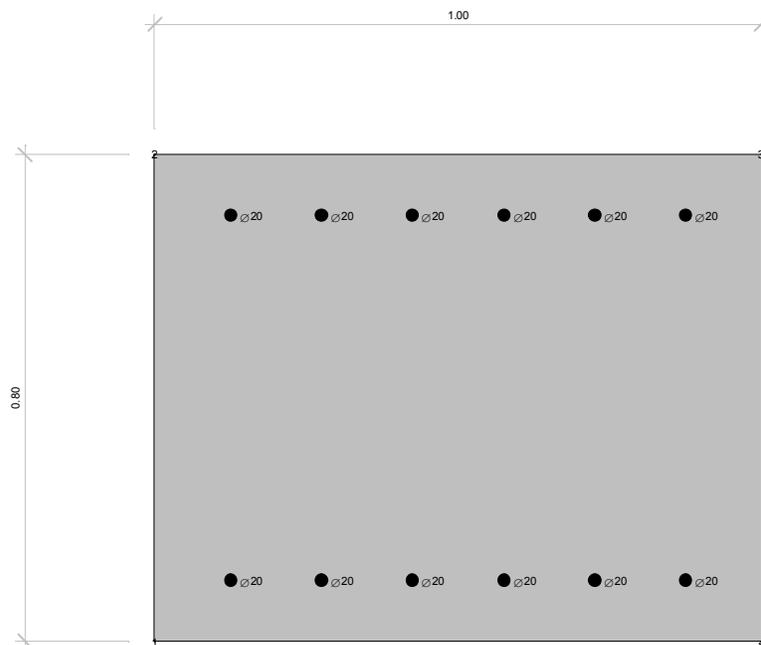
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.9.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14526.93	-0.0035 (sez)	1475.18	0.01 (arm)
Mx	-491.94	0.01 (arm)	491.94	0.01 (arm)
My	-631.91	0.01 (arm)	631.91	0.01 (arm)

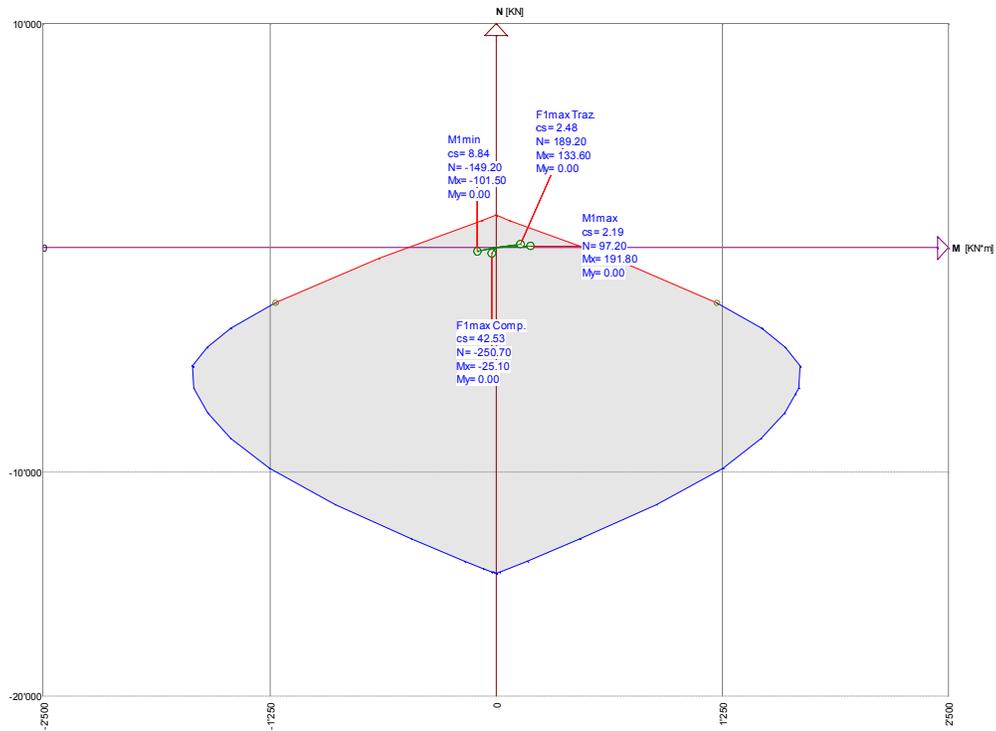
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	97.20	0.00	0.00	191.80	0.00
2	M1min	-149.20	0.00	0.00	-101.50	0.00
3	F1max Traz.	189.20	0.00	0.00	133.60	0.00
4	F1max Comp.	-250.70	0.00	0.00	-25.10	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1874	armatura
2	8.8412	sezione
3	2.4843	armatura
4	42.5268	sezione

Piano per asse N



7.9.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14526.93	-0.0035 (sez)	1475.18	0.01 (arm)
Mx	-491.94	0.01 (arm)	491.94	0.01 (arm)
My	-631.91	0.01 (arm)	631.91	0.01 (arm)

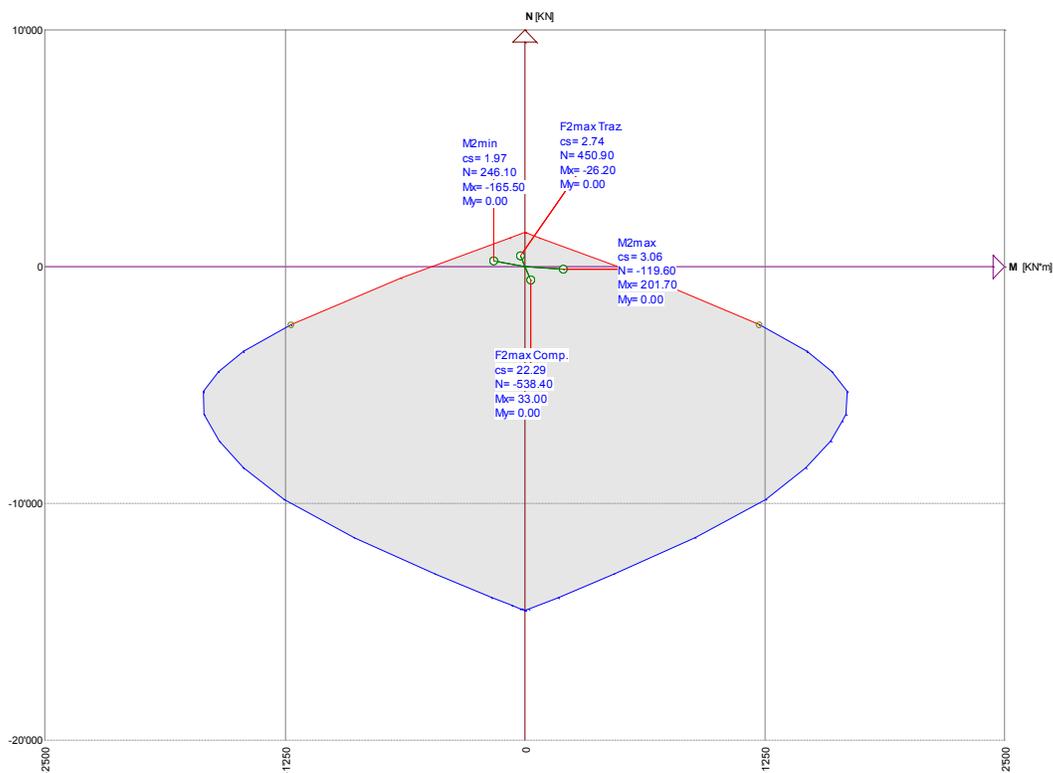
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-119.60	0.00	0.00	201.70	0.00
2	M2min	246.10	0.00	0.00	-165.50	0.00
3	F2max Traz.	450.90	0.00	0.00	-26.20	0.00
4	F2max Comp.	-538.40	0.00	0.00	33.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.0559	armatura
2	1.9733	armatura
3	2.7408	armatura
4	22.2910	sezione

Piano per asse N



7.9.1.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	271.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	800	mm
c	90	mm
d	710	mm
f	20	mm
n°	6.67	
A_{sl}	2094.38	mm ²
ρ_l	0.003	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.5307	
V_{min}	0.3819	
	279.03	kN
	271.18	kN
V_{rd}	279.03	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.9.1.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-98.50	0.00	0.00	169.40	0.00
2	629.30	0.00	0.00	-109.00	0.00
3	683.60	0.00	0.00	-46.00	0.00
4	-698.90	0.00	0.00	52.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-2.88	0.00	114.83	-20.66
2	2.56	0.00	263.30	70.55
3	8.47	0.00	222.00	140.66
4	-1.25	-0.38	-7.33	-17.15

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-759.70	0.00	0.00	186.90	0.00
2	611.40	0.00	0.00	-203.20	0.00
3	611.40	0.00	0.00	-203.20	0.00
4	-770.10	0.00	0.00	167.70	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-2.72	0.00	12.94	-33.08
2	-2.12	0.00	337.33	20.93
3	-2.12	0.00	337.33	20.93
4	-2.45	0.00	6.62	-30.50

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

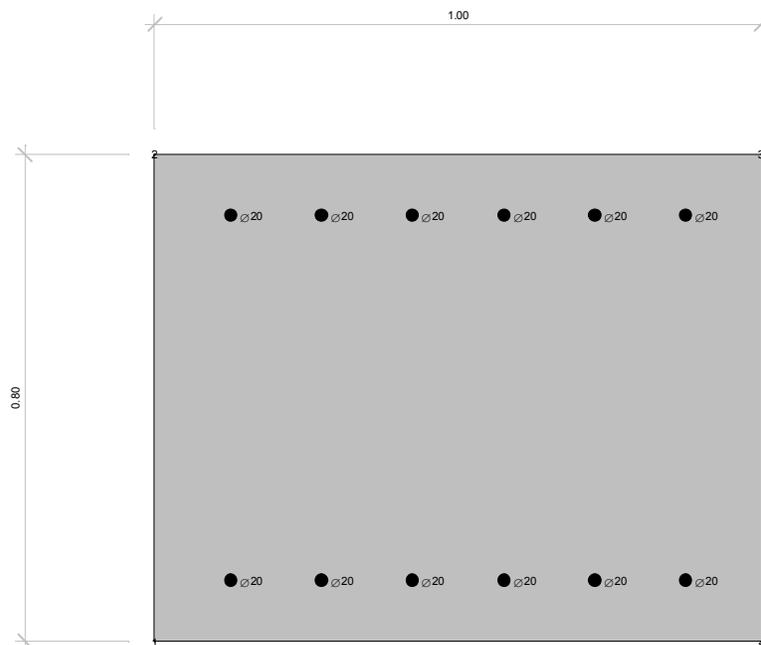
Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	80
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	7130
T (kN)	213.00
τ_c (N/mm ²)	0.30

$$\leq f_{cE} = 1.08$$

7.9.2 RISVOLTO DESTRO

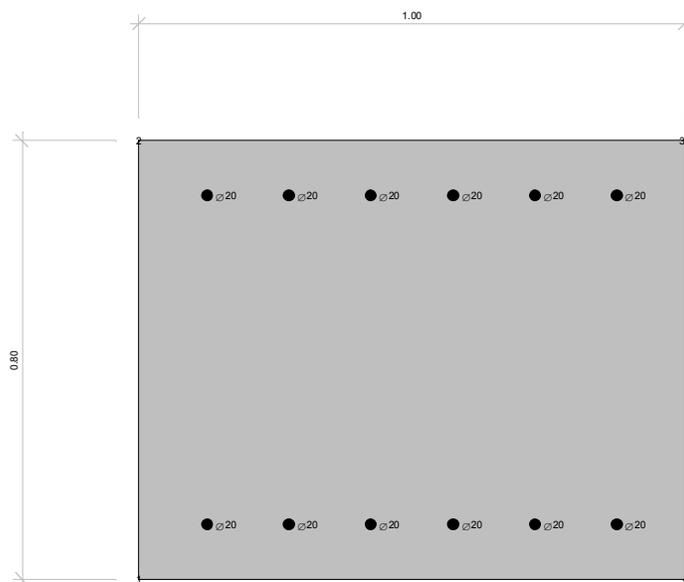
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1 Φ 20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1 Φ 20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ22/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ22/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.9.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14526.93	-0.0035 (sez)	1475.18	0.01 (arm)
Mx	-491.94	0.01 (arm)	491.94	0.01 (arm)
My	-631.91	0.01 (arm)	631.91	0.01 (arm)

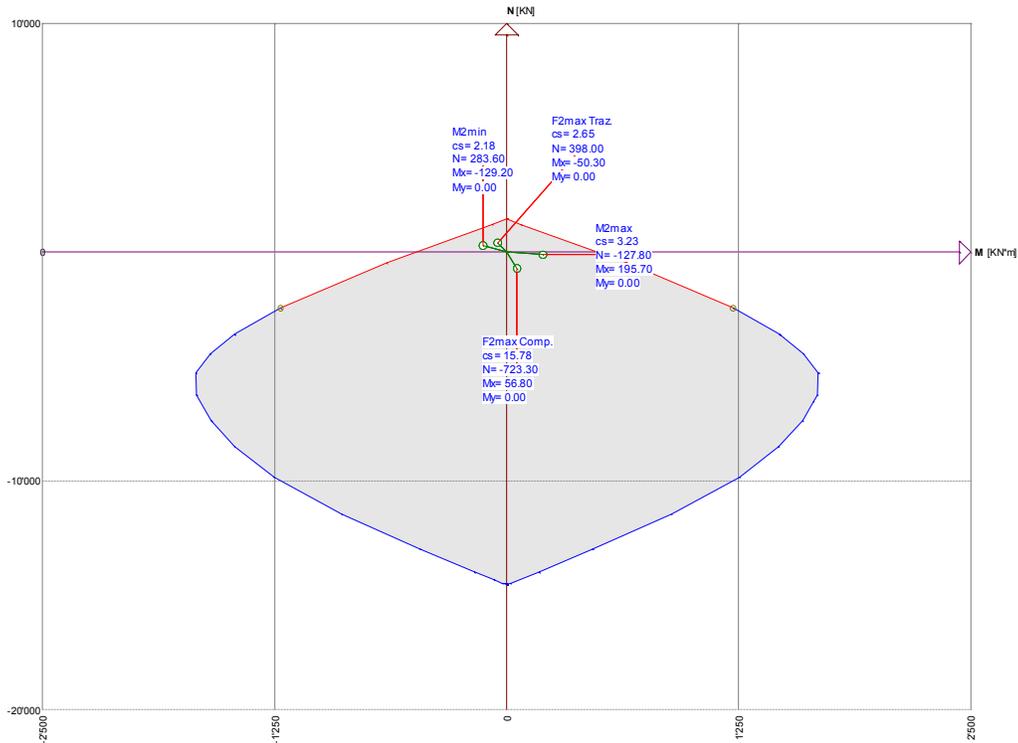
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	117.30	0.00	0.00	184.40	0.00
2	M1min	37.60	0.00	0.00	-89.90	0.00
3	F1max Traz.	290.50	0.00	0.00	24.40	0.00
4	F1max Comp.	-230.50	0.00	0.00	-1.30	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1928	armatura
2	4.7899	armatura
3	3.9895	armatura
4	61.9090	sezione

Piano per asse N



7.9.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	14526.93	0.0035 (sez)	1475.18	0.01 (arm)

Mx	-491.94	0.01 (arm)	491.94	0.01 (arm)
My	-631.91	0.01 (arm)	631.91	0.01 (arm)

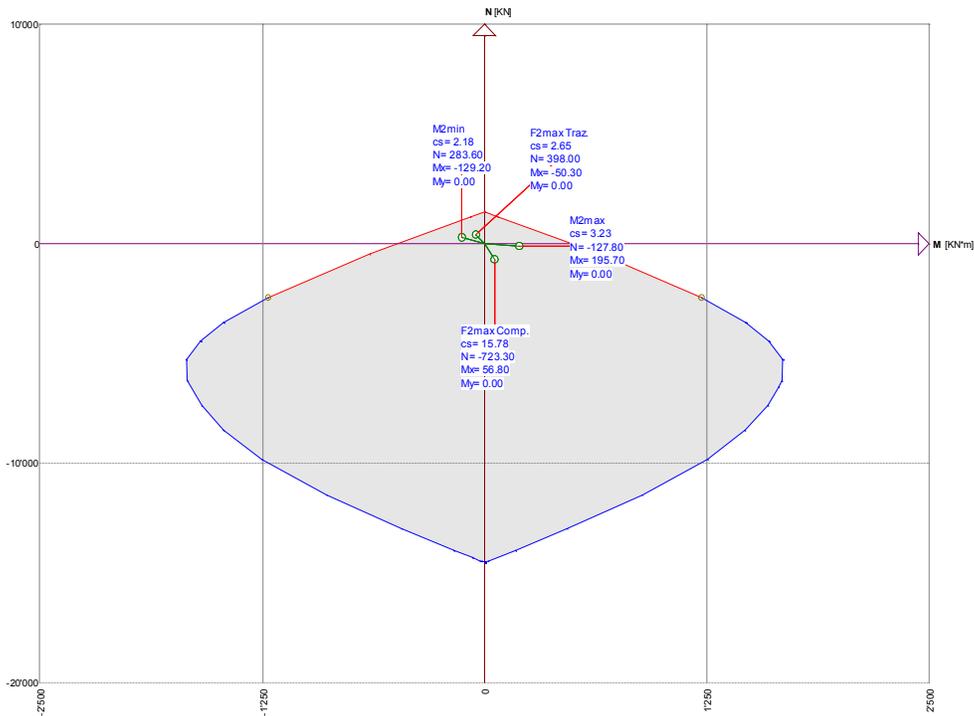
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-127.80	0.00	0.00	195.70	0.00
2	M2min	283.60	0.00	0.00	-129.20	0.00
3	F2max Traz.	398.00	0.00	0.00	-50.30	0.00
4	F2max Comp.	-723.30	0.00	0.00	56.80	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.2324	armatura
2	2.1790	armatura
3	2.6475	armatura
4	15.7776	sezione

Piano per asse N



7.9.2.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	248.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	800	mm
c	90	mm

d	710	mm
f	20	mm
n°	6.67	
A _{sl}	2094.38	mm ²
ρ _l	0.003	
σ _{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.5307	
V _{min}	0.3819	
	279.03	kN
	271.18	kN
V _{rd}	279.03	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.9.2.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-260.30	0.00	0.00	175.60	0.00
2	-48.90	0.00	0.00	-121.50	0.00
3	1014.60	0.00	0.00	-51.90	0.00
4	-831.70	0.00	0.00	71.80	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-2.93	0.00	80.58	-26.21
2	-2.06	0.00	87.93	-13.99
3	13.86	0.00	315.02	223.24
4	-1.57	-0.37	-7.80	-21.33

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-963.50	0.00	0.00	235.20	0.00
2	257.80	0.00	0.00	-224.40	0.00
3	682.60	0.00	0.00	-80.90	0.00
4	-1051.10	0.00	0.00	175.30	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-3.42	0.00	15.79	-41.69
2	-3.50	0.00	255.69	-8.43
3	5.71	0.00	252.60	109.53
4	-2.72	0.00	-1.30	-35.12

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	80
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	7130
T (kN)	190.00
τ _c (N/mm ²)	0.27

≤ f_{cE} = 1.08

7.10 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali a pressoflessione SLU dei pali vengono svolte col seguente procedimento:

Costruzione dei domini di resistenza in condizioni di stato limite ultimo.

Verifica che i punti di coordinate N, M rappresentativi dello stato di sollecitazione del palo nella condizione di carico sopra specificata cadano all'interno del dominio.

All'interno del diagramma del dominio di resistenza (N,M) della sezione del palo in oggetto, sono riportate le sollecitazioni calcolate ed indicate precedentemente nelle relative tabelle.

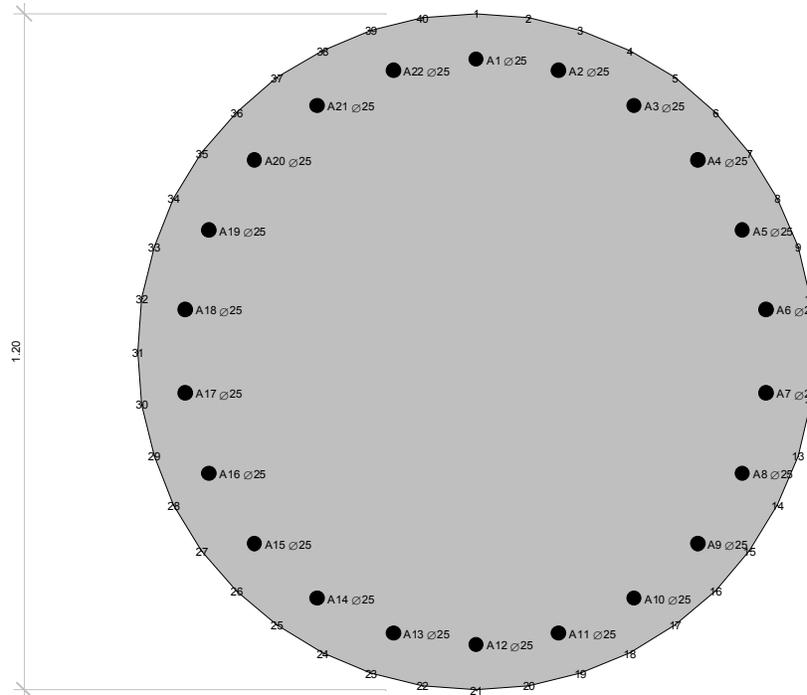
Per la costruzione del dominio relativo al palo si utilizzano i seguenti dati:

Diametro palo	$\phi=$	120,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	11304	cm ²
Armatura corrente del palo	$A_a=$	22 ϕ 25	108.02	cm ² >0.3% A_p
Copriferro	$c=$	80,00	mm	

Di seguito si riportano anche le verifiche a fessurazione dei pali svolte in modo semplificato che consiste nel controllare che la massima tensione nell'acciaio sia inferiore ad una tensione fornita dalla normativa in funzione della classe di esposizione del cls e del diametro dell'armatura adottata, nel nostro caso pari a 200 N/mm².

Infine si riportano le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nei paragrafi iniziali della presente relazione).

7.10.1 GEOMETRIA ADOTTATA PER LE VERIFICHE



7.10.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-20118.27	-0.0035 (sez)	4225.78	0.01 (arm)
Mx	-1886.71	-0.0035 (sez)	1886.71	-0.0035 (sez)
My	-1887.59	-0.0035 (sez)	1887.59	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

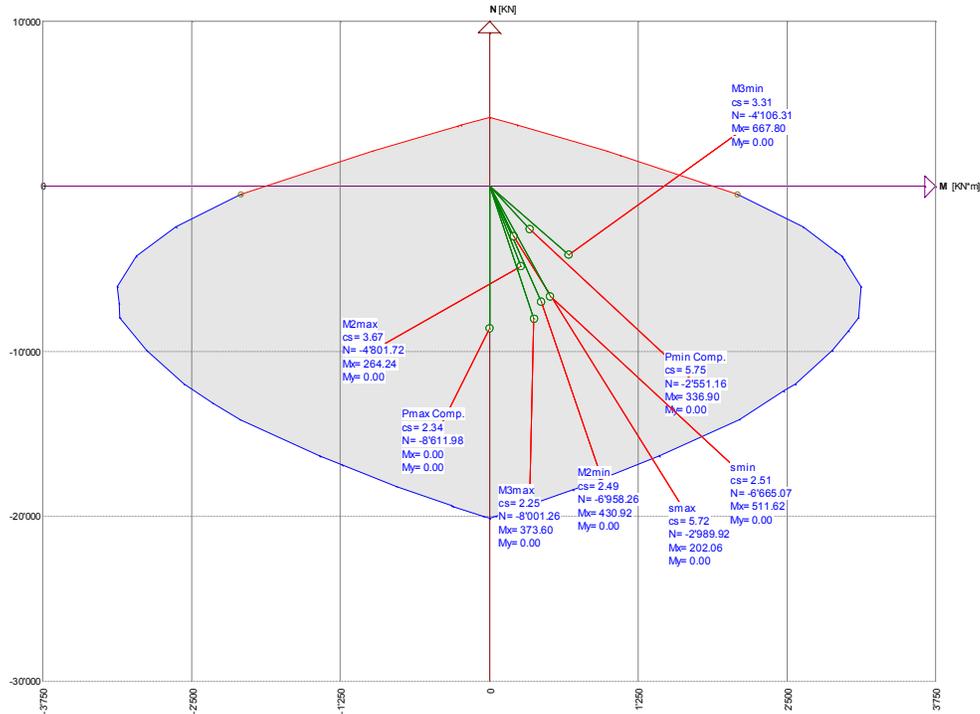
Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-4801.72	0.00	0.00	264.24	0.00
2	M2min	-6958.26	0.00	0.00	430.92	0.00
3	M3max	-8001.26	0.00	0.00	373.60	0.00
4	M3min	-4106.31	0.00	0.00	667.80	0.00
5	Pmin Comp.	-2551.16	0.00	0.00	336.90	0.00
6	Pmax Comp.	-8611.98	0.00	0.00	0.00	0.00
7	Smax	-2989.92	0.00	0.00	202.06	0.00
8	Smin	-6665.07	0.00	0.00	511.62	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.6733	sezione
2	2.4924	sezione
3	2.2508	sezione
4	3.3137	sezione
5	5.7470	sezione
6	2.3361	sezione
7	5.7220	sezione

8 2.5116 sezione

Piano per asse N



7.10.1.2 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{rd}	=	796.99	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{ed}	=	380.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	796.99	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rpd}	=	1704.03	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"
N_{ed}	=	0.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE (NEGATIVO SE DI COMPRESIONE)
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	108.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	86.48	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	10	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	157	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	15	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

7.10.1.3 Verifiche a taglio SLV

V_{rd}	=	796.99	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
----------	---	--------	----	---

V_{ed}	=	662.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rd}	=	796.99	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1704.03	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{ed}	=	0.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE (NEGATIVO SE DI COMPRESSIONE)
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	108.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	86.48	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	10	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	157	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	15	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

7.10.1.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-3254.02	0.00	0.00	1233.17	0.00
2	-3894.35	0.00	0.00	845.52	0.00
3	-2087.21	0.00	0.00	736.77	0.00
4	885.01	0.00	0.00	856.56	0.00
5	1781.75	0.00	0.00	226.51	0.00
6	-6732.21	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-589.09	0.00	0.00	1117.62	0.00
8	-5721.97	0.00	0.00	838.20	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-9.96	0.00	85.14	-132.66
2	-7.25	0.00	10.82	-100.21
3	-5.93	0.00	44.33	-79.45
4	-7.22	0.00	342.53	-76.16
5	4.79	0.00	245.66	84.32
6	-5.23	-5.23	-78.38	-78.38
7	-9.86	0.00	261.15	-118.63
8	-8.54	-0.35	-13.40	-119.84

7.10.1.5 Verifiche a taglio in campo elastico

Si verifica che la tensione media τ non superi la f_{ctk} . Si assume che l'armatura a taglio risulti necessaria se la tensione media individuata è superiore ad una tensione limite elastica assunta pari a: $0,5f_{ctk}$ che per i pali risulta pari a 0.90 N/mm^2 . Dove si è mostrata necessaria l'armatura a taglio si è fornita nel seguito il calcolo della staffatura minima, controllando che quella adottata fosse superiore.

Taglio elastico	
Diametro d (cm)	120
copriferro baricentro armatura long. (cm)	8
T (kN)	662.00
$\tau_{max} = T * S_{ii} / (b_{ii} * J_{ii})$	
τ_c (N/mm ²)	0.76

$\leq f_{cE} = 0.79$

8 RELAZIONE GEOTECNICA – PORTANZA PALI

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

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

1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).
2. Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione $\phi 1200$ pari a: $L = 26.00\text{m}$

Si assumono i seguenti parametri del terreno:
da quota 0.00m a quota -30.00m scisto alterato

Peso di volume γ_t	20 kN/m ³
Angolo di attrito Φ	35
Coesione c	0 N/mm ²
$q_{s,lim}$	160 kPa
$q_{b,lim}$	6000 kPa

Si riportano di seguito i massimi valori degli sforzi assiali sui pali della spalla per le combinazioni di carico più significative.

$$N_{slu, A2+M1} = 6657 \text{ kN}$$

$$N_{sis, max} = 6732 \text{ kN}$$

$$N_{sis, min} = -1810 \text{ (trazione) kN}$$

Si esegue la verifica di portanza relative ai pali sotto al risvolto destro per la combinazione SLU, che risulta essere la più gravosa. La tabella di verifica è riportata di seguito e fa riferimento alla caratterizzazione del terreno riportata nella “Relazione geologica, idrogeologica e geotecnica” e nel “Profilo geotecnico longitudinale”.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)
LAVORO: FS VR-MN - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

in cui:

Rbd = Rbk / γ_b : Resistenza alla punta di progetto
 Rsd = Rsk / γ_s : Resistenza laterale di progetto
 Rsd_t = Rsk / γ_{st} : Resistenza laterale di trazione di progetto
 Rbk = Rbm / ζ : Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Rsm / ζ : Resistenza laterale caratteristica
 Rbm = Qb: Resistenza media alla punta
 Rsm = Qs: Resistenza media laterale
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari (c = 0, $\phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev):

$$q_b = Nq^* \times \alpha^v \quad \text{con:} \quad Nq^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

Nq* \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di q_{b,lim}.

Terreni coesivi (c > 0)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \alpha v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari (c = 0, $\phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \sin \phi$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{s,lim}.

Terreni coesivi (c > 0)

q_s = α c_u con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{s,lim}.

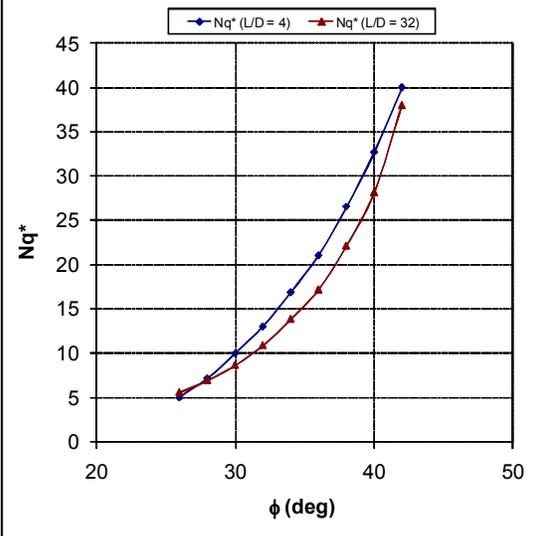
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Rilevato	0.0	-1.0
2	CC - Substrato	-1.0	in gi\`u
3			
4			

Coefficiente Nq* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA

	unit\`a	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	30.0
Tensione efficace in testa palo		30.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	1.45
coefficiente γ_s	1.45
coefficiente γ_{st}	1.60
coefficiente ζ	1.50

Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza

