



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

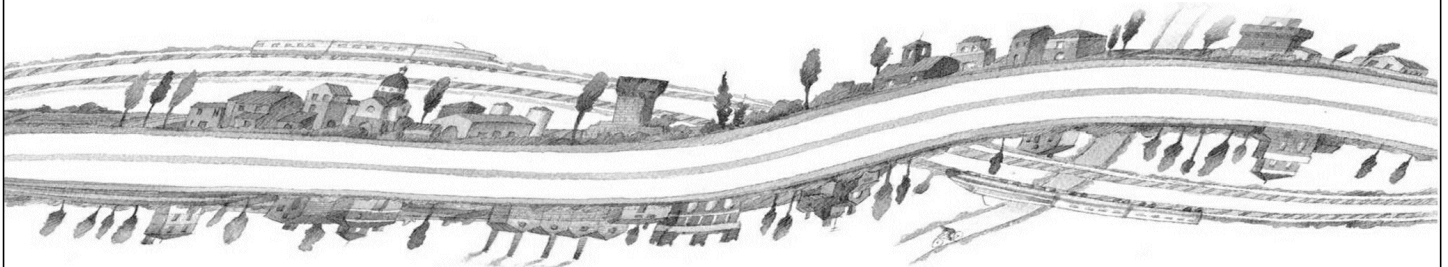
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

SPO01 - PONTE SUL CANALE DIVERSIVO BURANA IV

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.

IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Castorri	Mezzaluna	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2550	PD	0	S03	SPO01	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	5
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4. INCIDENZE	9
5. DATI DI BASE.....	10
5.1. DATI GENERALI	10
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	10
5.3. DATI SISMICI	11
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI	12
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....	13
6.1. CRITERI DI CALCOLO	13
6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete.....	13
6.1.2. Spinta delle terre: fase statica.....	13
6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica	13
6.1.4. Stato Limite Ultimo.....	14
6.1.4.1 <i>Situazione Statica</i>	14
6.1.4.2 <i>Situazione Sismica</i>	14
6.1.5. Stato Limite di Esercizio.....	15
6.1.5.1 <i>Combinazione 'rara'</i>	15
6.1.5.2 <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i>	15
6.1.6. Sovraccarico su terrapieno	15
6.1.7. Paraghiaia.....	20
6.1.8. Orecchie	20
6.1.9. Pali.....	20
6.1.9.1 <i>Verifiche Geotecniche</i>	20
6.1.9.2 <i>Verifiche SLU: Taglio</i>	20
6.1.9.3 <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	21
6.1.10. Sistema di isolamento.....	21
6.1.10.1 <i>Verifiche sottostrutture</i>	21
6.1.10.2 <i>Verifiche isolatori e giunti</i>	21
6.2. ANALISI GLOBALE	22
6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica.....	23
6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica	25
6.2.3. Azioni Globali : SLE	26
6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi	27
6.3. PALI	27

6.3.1.	Verifiche Geotecniche.....	27
6.3.1.1	<i>Portanza Verticale</i>	27
6.3.1.2	<i>Portanza Orizzontale</i>	29
6.3.2.	Verifiche SLU.....	31
6.3.2.1	<i>Taglio</i>	31
6.3.2.2	<i>Pressoflessione</i>	34
6.3.3.	Verifiche SLE.....	36
6.3.3.1	<i>Fessurazione</i>	36
6.3.3.2	<i>Deformazione</i>	39
6.4.	ORECCHIE	42
6.4.1.	Azioni.....	42
6.4.1.1	<i>SLU</i>	42
6.4.1.2	<i>SLE</i>	43
6.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche.....	43
6.4.2.1	<i>SLE</i>	43
6.4.2.2	<i>SLU</i>	46
6.5.	PARAGHIAIA	50
6.5.1.1	<i>Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica</i>	50
6.5.1.2	<i>Sollecitazioni – SLU: Fase Statica</i>	51
6.5.1.3	<i>Sollecitazioni – SLE</i>	51
6.5.1.4	<i>Verifiche SLE: Fessurazione</i>	51
6.5.1.5	<i>Verifiche SLU: Taglio</i>	53
6.5.1.6	<i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	54
6.6.	PULVINO	55
6.6.1.	Armatura longitudinale.....	55
6.6.2.	Armatura trasversale e di parete.....	57
6.7.	APPOGGI, GIUNTI E BAGGIOLI	58
6.7.1.	Appoggi e Giunti.....	58
6.7.1.1	<i>Azioni statiche</i>	58
6.7.1.2	<i>Azioni sismiche</i>	59
6.7.2.	Baggioli.....	59
6.8.	SINTESI ARMATURE	61
6.8.1.	Pali (Ø1200).....	61
6.8.2.	Pulvino.....	61
6.8.3.	Paraghiaia.....	61
6.8.4.	Orecchie.....	61
6.8.5.	Baggioli.....	62
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	63
ALLEGATO:	IMPALCATO IN C.A.P.	64
8.	UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	65
9.	DATI GEOMETRICI IMPALCATO	66

10. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	68
11. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	69
12. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI	70
12.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55	70
12.2. CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40	72
12.3. ACCIAIO PER C.A.P.	73
12.4. ACCIAIO B450C	75
13. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	76
14. SISTEMA DI RIFERIMENTO	80
15. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	81
16. ANALISI DEI CARICHI	83
16.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI	83
16.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	84
16.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	84
16.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	86
16.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	86
17. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA	87
17.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)	87
17.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)	89
17.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)	91
17.4.	93
17.5. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)	94
18. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA.....	97
19. TRAVE PREFABBRICATA UH110	99
20. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	101
21. CADUTE DI TENSIONE.....	103
21.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	103
21.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO	104
21.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO	104
21.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI	105
22. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	106

22.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	106
22.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA	106
22.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI	107
22.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA	112
22.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	116
22.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	118
23. STATI LIMITE ULTIMI	121
23.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	121
23.2. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO	123
23.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO.....	123
23.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA.....	127
23.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO	132
24. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	133
24.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE	135
24.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	150

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "SPO 01", previsto nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il "**Canale Diversivo Burana IV**", in Comune di San Felice sul Panaro in Provincia di Modena, è posto alla progr. 00+032 dello svincolo Finale Emilia (Spalla Ovest). Lo svincolo in questione si trova alla progressiva 28+200 del tracciato principale.

Il Ponte ha lunghezza pari a 22.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle), è in rettilineo, con obliquità 34°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati **in c.a.p.**, ognuno dei quali di larghezza totale 12.90 m. Il singolo **impalcato** è realizzato mediante n°6 travi a 'V' poste ad interasse 1.80 m, di altezza 1.10m.

Gli **appoggi** sono isolatori elastomerici.

Il **sistema di vincolo** è costituito da n°6+6 isolatori elastomerici per ogni impalcato con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 15%.

Il singolo impalcato è quindi isolato longitudinalmente e vincolato trasversalmente su entrambe le spalle.

Le spalle – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'passante a una fila di pali'. Vedi fig. 1-2.

Le spalle gravano ognuna su n°9 pali Ø1200 di lunghezza 15 m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche identiche a quelle dell'opera ora progettata, a meno di minime differenze nella larghezza dell'impalcato. Il pulvino è posto su diaframmi.

FIG. 1-1

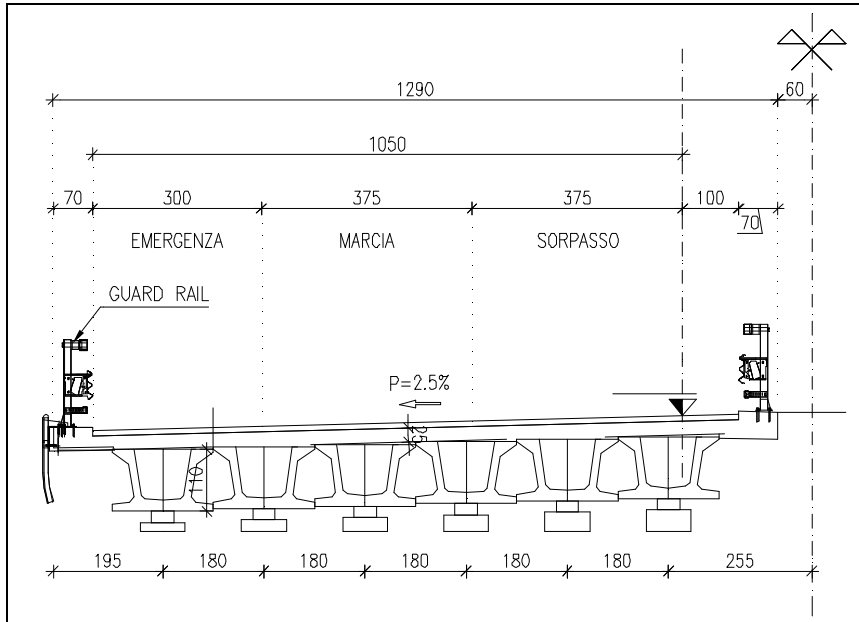
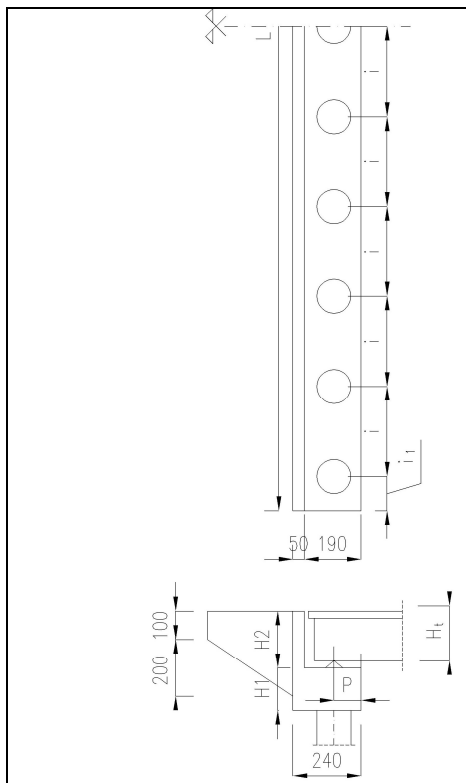


FIG. 1-2



$H1 = 1.5\text{m}$; $H2 = 2.0\text{m}$; $Ht = 1.1\text{m}$; $i = 3.69\text{ m}$; $it = 1.2\text{m}$; $L \cong 31.5\text{m}$



2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-KT-01: Elenco delle Normative di riferimento"

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-TB-01: Tabella Materiali e Classi di esposizione del calcestruzzo".

4. INCIDENZE

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

NA : NON APPLICABILE.

INCIDENZE I8 - PONTI ACCIAIO/CLS e CA

WBS	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
		Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idrraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
SP0 01	SPALLA PASSANTE (su 1 fila di pali)	180	NA	NA	NA	75	145	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
SP0 01	IMPALCATO CAP	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	120	NA
SP0 01	MURETTI	NA	NA	NA	NA	90	70	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce (interasse appoggi): 22.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 12.90 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: CAP (n° per impalcato)
- Spalle: Passanti
- Lunghezza Spalla: 31.5 m
- Vincolamento: 6+6 isolatori elastomerici per impalcato

5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Al cap. 3 viene stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione .

Ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

TAB. 5.2-1

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_1
				quasi permanente	w_1
Pile (Elevazione)	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
Traversi; Travi prefabbricate	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w_3
				quasi permanente	w_2
Solette	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w_2
				quasi permanente	w_1
* : zone non di seguito precisate					
** pk : 9500-12900; 15000-15800 ; 20400-35000 ; 48700-48900 ; 56300-59600					
*** pk : 35000-48700 ; 48900-56300					

In particolare, per quanto riguarda le sole sottostrutture, le sollecitazioni delle combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (influenzate principalmente da diversi coefficienti applicati ai carichi mobili) sono essenzialmente coincidenti.

Di conseguenza per l'apertura limite delle fessure si assumerà la condizione peggiorativa (quasi permanente).

Risulta pertanto:

- Spalla (Elevazione) : C35/45 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
- Pali e Fondazioni
 - Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite: $w_2 = 0.3$ mm
 - Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm
 - Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2$ mm

Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XA1

5.3. DATI SISMICI

Longitudine : 11.1832; Latitudine : 44.8451 (Spalla Ovest)

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV $\Rightarrow C_U = 2.0$
- Probabilità di superamento 'P_{VR}' per lo Stato SLV : 10%
- Periodo di Ritorno 'T_R' = $-V_R / \ln(1-P_{VR}) = 1898$ anni

Inoltre, vale quanto riportato nella seguente tabella.

TAB. 5.3-1

	latid	longit		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv	
Burana IV	44.8451	11.1832	Orizzontale SLV	0.259	C	T1	1898	2.466	0.287	1.316	1.586	1.000	1.316	0.341	0.152	0.455	2.637		
			Orizzontale SLC	0.287	C	T1	2475	2.438	0.291	1.280	1.578	1.000	1.28	0.367	0.153	0.459	2.749		
			Verticale SLV	0.178	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	0.178	0.050	0.150	1.000	1.695	
			Verticale SLC	0.208	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	0.208	0.050	0.150	1.000	1.764	

5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ[\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ[\text{M2}]$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno

\varnothing' : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

6.1. CRITERI DI CALCOLO

6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

6.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'attivo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = \text{tg}(45^\circ - \varnothing/2)^2 = 0.24$$

6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- ψ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione: $\psi = 90^\circ$

- δ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza: $\delta = 0^\circ$

- \varnothing : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 5.4 si ha: $\varnothing = 38^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.106 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.053 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 6.4^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 5.7^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.298 ; k_E (k_{v+}) = 0.291$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore $(1 \pm k_v)$ [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno \pm invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX}[0.282 ; 0.306] = \underline{\underline{0.306}}$$

6.1.4. Stato Limite Ultimo

6.1.4.1 Situazione Statica

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' γ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti ' Ψ ' (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 1.0 ; Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 0.40 ; Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

6.1.4.2 Situazione Sismica

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale, con solo verso concorde alla spinta del terreno.

Con tale sisma prevalente '+Ex' verranno assunte, quali azioni concomitanti :

- '+0.3*Ey' (sisma trasversale, assunto con il solo verso positivo considerata la simmetria della spalla assunta nel calcolo)
- ' $\pm 0.3*Ez$ ' (sisma verticale, assunto con entrambi i versi al fine di ottenere azioni nei pali massime – dimensionanti per portata – e minime – dimensionanti per pressoflessione)

6.1.5. Stato Limite di Esercizio

6.1.5.1 Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una ridistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste ridistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara non verrà considerata.

6.1.5.2 Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)

Ove l'elemento possa essere considerato come 'snello' si procederà con il metodo 'diretto' di valutazione dell'ampiezza della fessura.

Ove invece l'elemento sia tozzo, gli algoritmi riportati in normativa per il calcolo dell'ampiezza della fessura non sono più utilizzabili e si procederà con il metodo 'indiretto' di limitazione delle tensioni nell'acciaio. Si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessure (par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

$$\sigma_{s \max} - \text{N/mm}^2$$

$25 \geq \emptyset$	160
---------------------	-----

6.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik}/(3.0 \cdot 2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi q_{ik} , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

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

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.38 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di ε (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin\varphi ;$$

$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan \varepsilon = \cos\varphi / (1 + \sin\varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di θ (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta h_f

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica ΔS

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di $\Delta\sigma$ in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f_a' risulta pari a:

$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta-\varphi)/\cos(\theta-\varphi) ; \theta-\varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante ΔS_i dovuta ai carichi Q_{ik} per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi ΔV_i

6) Determinazione della Risultante ΔV_i dovuta ai carichi q_{ik} per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ Corsia: } \Delta V2-3-4 = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$4^\circ \text{ Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n° corsie nominali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q_v'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m²

FIG. 6.1-1

Strip surcharge

For vertical strip loading f_s acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_f is assumed - see figure.

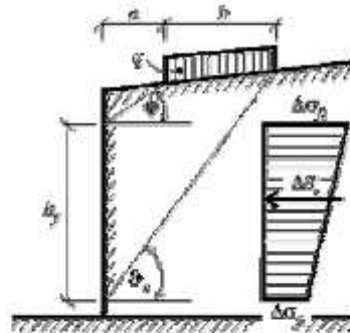


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles φ and δ_c . The angle δ_c corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of $\Delta\sigma_a$ is applied at the upper end while the smaller intensity of $\Delta\sigma_b$ at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_a = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where: f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge acting normal to the structure
 h_f - section loaded by active earth pressure increment

$$K_q = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading f_s is provided by:

$$\Delta\bar{\sigma}_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

FIG. 6.1-2

Line surcharge

Vertical infinitely long line loading f acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_z - see figure:

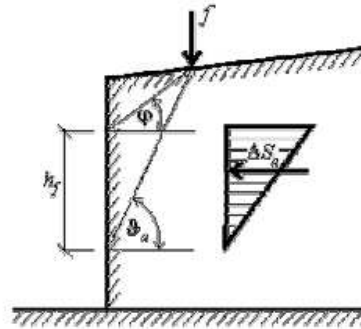


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles φ and ϑ_a (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\vartheta_a = \varphi + \varepsilon$$

where: φ - angle of internal friction of soil
 ε - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) \cdot (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_z \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where: β - slope inclination
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure
 c - cohesion of soil
 γ - unit weight of soil
 h - assumed depth

6.1.7. Paraghiaia

Il paraghiaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

6.1.8. Orecchie

Le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

6.1.9. Pali

6.1.9.1 Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

6.1.9.2 Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regolamenta le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza \emptyset ed altezza $0.8*\emptyset$: **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9*d*(A_{sw}/s)*f_{yd}*cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\emptyset ; cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68*\emptyset*(A_{sw}/s)*f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9*d*b_w*\alpha_c*f'_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\emptyset ; b_w = \emptyset \rightarrow V_{Rcd} = 0.68*\emptyset^2*\alpha_c*f'_{cd} ; (f'_{cd} = 0.5*f_{cd})$$

Il coefficiente α_c verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

6.1.9.3 Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

6.1.10. Sistema di isolamento

Vengono utilizzati isolatori elastomerici per ogni impalcato con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 15%.

Il calcolo del sistema d'isolamento viene svolto in due fasi: la prima per determinare le azioni sulle sottostrutture mentre la seconda per definire le azioni sugli isolatori e il varco di giunto da utilizzare.

La prima fase è riferita allo SLU mentre la seconda allo SLC.

Il dimensionamento delle due fasi vengono svolte seguendo il capitolo 7.10 della Norma.

6.1.10.1 Verifiche sottostrutture

Tale fase è riferita allo SLU ($q = 1.5$).

Per valutare le azioni in tale fase si segue la seguente procedura:

- Si fissa il periodo equivalente della struttura isolata T_{is} ,
- Si determina la rigidezza equivalente del sistema $K_{esi} = (2\pi)^2 * M / T_{is}^2$ dove M è la massa della sovrastruttura
- Si determina l'accelerazione spettrale del sistema $S_{e,slu}(T_{is}, \xi_{esi})$ dove ξ_{esi} è lo smorzamento specifico del sistema
- Si determina il Taglio alla base del sistema $F_{SLU} = M * S_{e,slu}(T_{is}, \xi_{esi})$

6.1.10.2 Verifiche isolatori e giunti

Tale fase è riferita allo SLC (analisi elastica).

Per valutare le azioni e gli spostamenti in tale fase si segue la seguente procedura:

- Noti M e T_{is} , si determina il taglio alla base agente sugli appoggi $F_{SLC} = M * S_{e,slc}(T_{is}, \xi_{esi})$
- Si determina lo spostamento del centro di rigidezza $d_c = M * S_{e,slc}(T_{is}, \xi_{esi}) / K_{esi}$ che definirà l'ampiezza del varco di giunto.

6.2. ANALISI GLOBALE

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica da un singolo impalcato.

TAB. 6.2-1

PERMANENTI			VENTO		
GEOMETRIA			Zona		2
Luce	m	22,00	$v_{b,0}$	m/sec	25
Lungh. Trave	m	23,00	a_0	m	750
Travi - n	m	6	k_s	sec ⁻¹	0,015
Interasse travi	m	1,8	a_s	m	500
Largh. Carreggiata	m	11,50	v_b	m/sec	25
Largh. Marciap. Esterno	m	0,70	Categ. Esposizione		II
Largh. Marciap. Interno	m	0,70	k_r		0,19
Largh. Totale	m	12,90	z_0	m	0,05
Y Tr.1 da bordo marc. Est.	m	5,05	z_{min}	m	4
Traversi testata	n	2	Z	m	10,0
Traverso test. - B	m	0,40	c_e		2,35
Traverso test. - H	m	1,10	c_p		1,2
Traversi campata - n	n	0	pressione	kN/m ²	1,10
Traverso camp. - B	m	0,30	Altezza trave	m	1,10
Traverso camp. - H	m	1,40	Altezza barriera	m	3,00
Traversi - L	m	10,80	Azione (imp. scarico)	kN	111
Sp. Soletta	m	0,28	Z (da intrad. Travi)	m	2,19
Sp. Marciap. (incremento)	m	0,15	Azione (imp. carico)	kN	111
PESI UNITARI			Z (da intrad. Travi)	m	2,19
Cls.	kN/m ³	25,0	CENTRIFUGA		
Peso trave	kN/m	16,70	Raggio curvatura	m	2.000
Pavimentazione	kN/m ²	3,00	Totale Tandem	kN	1.200
Barriera	kN/m	0,00	Azione	kN	0
Velette + impianti	kN/m	2,00	Z (da intrad. Travi)	m	1,67
Guard rail	kN/m	1,00	MOBILI		
PESI			Reazioni appoggio		
Travi	kN	2.305	Corsie	n	4 Y - m
Traversi	kN	238	1a corsia: Q	kN	586 2,20
Soletta	kN	2.077	1a corsia: q	kN	311 2,20
Marciap. esterno	kN	60	2a corsia: Q	kN	391 5,20
Marciap. interno	kN	60	2a corsia: q	kN	86 5,20
Pavimentazione	kN	794	3a corsia: Q	kN	195 8,20
Barriera	kN	0	3a corsia: q	kN	86 8,20
Velette + impianti	kN	46	4a corsia: Q	kN	0 11,20
Guard rail	kN	23	4a corsia: q	kN	86 11,20
PESO IMPALCATO			Folla marciap. Est.	kN	0,35
Y (da bordo marc. Est.)	m	4,47		kN	1.742 4,44
			FRENATURA		
Y : Distanza trasversale da bordo marciapiede esterno			Azione	kN	422,1
Z : Distanza verticale da intradosso travi			Z (da intrad. Travi)	m	1,67

6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

Seguendo il procedimento esposto in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si determina l'azione trasmessa – tramite gli isolatori - ad una singola spalla da entrambi gli impalcati:

TAB. 6.2-2

Burana IV		
SLV		
Massa di 1 impalcato	571	t
Tis	2,00	s
Kesi	5,6	kN/mm
(ag/g) / q	0,173	
S	1,316	
ζ sistema di isolamento	15	%
η	0,707	
Fo	2,466	
Tc	0,455	s
Se(Tis;ζesi)	0,090	g
Se(Tis;ζesi)	0,884	m/s ²
Spostamento dc	90	mm
Vtot. di 1 impalcato	505	kN
V tot. di 1 impalcato su 1 spalla	252	kN
n° isolatori di 1 impalcato	12	
Rigidezza 1 isolatore Klong = ktrasv	0,470	(kN/mm)
n°impalcati per spalla	2	
Vd totale su 1 spalla	505	kN

L'azione orizzontale su 1 spalla (2 impalcati) è pari a $V_d = 505$ kN

Ne conseguono le seguenti azioni globali:

TAB. 6.2-3

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	2.40	31.50	1.50	
Paraghiaia	0.50	30.50	2.00	
Orecchie	3.00	0.50	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est.o pulvino)	0.85			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50			
ka	0.240			
kh (masse)	0.341			
kv+ (masse)	0.178			
β	0.31			
kh (terreno)	0.106			
kv- (terreno)	0.053			
kE	0.291			
kE*(1-kv)	0.306			

TAB. 6.2-4

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)							
Azioni Verticali	N - kN	x - m	M(0) - kNm	r - m	e - m	ep - m	M _y - kNm
Pulvino	2'835	1.20	3'402				
Paraghiaia	763	2.15	1'639				
Orecchie	150	3.65	548				
Impalcati (2) [permanenti]	5'602	0.85	4'762				
	9'350		10'351	-1.11	0.09	0.26	2'404
kv (30%)	499						428
TOTALE (kv+)	9'849						2'831
TOTALE (kv-)	8'851						1'976
M(0) - Momento rispetto a esterno pulvino							
r - distanza Risultante da esterno pulvino							
e - distanza Risultante da baricentro fondazione							
ep - distanza Risultante da asse palo							
Azioni Orizzontali	H _x - kN	z - m	M _y - kNm				
Pulvino	967	0.75	725				
Paraghiaia	260	2.50	650				
Orecchie	51	1.08	55				
Impalcati (2)	505	1.80	909				
	1'783		2'339				
Spinta Mononobe su Pulv./Paragh.	1'153	1.17	1'345				
	2'936		3'684				
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)							
Azioni Orizzontali	H _y - kN	z - m	M _x - kNm				
	1'783		2'339				
Spinta Mononobe su Orecchia	39	2.25	87				
30%	547		728				

TAB. 6.2-5

Azioni alla Base	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm	
kv+	9'849	2'936	547	6'516	728	
kv-	8'851	2'936	547	5'660	728	
Pali						
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X			
N° file - n		1	9			
Interasse - m		3.64				
Azioni su palo singolo	H - kN	N _{max} - kN	N _{min} - kN	M _y - kNm	M _x - kNm	M - kNm
kv+	332	1'103	1'085	724	81	728
kv-	332	992	974	629	81	634

6.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 6.2-6

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50				
k0	0.240				
Sovraccarico a tergo - kN/m ²	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Pulvino	2'835	1.20	3'402		
Paraghiaia	763	2.15	1'639		
Orecchie	150	3.65	548		
Impalcati (2) [permanenti]	5'602	0.85	4'762		
	9'350		10'351	0.09	869
Azioni Verticali - Accidentali	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Carichi Mobili: Tandem	2'345	0.85	1'994	0.35	821
Carichi Mobili: distribuiti	1'139	0.85	968	0.35	398
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.04				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	224	1.80	403		
Spinta Terreno	903	1.17	1'053		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	94	1.80	169		
Attrito appoggi (distribuiti)	46	1.80	82		
Sovraccarico a tergo	641	1.75	1'121		
Frenatura	422	3.47	1'463		
Vento	non considerato				

TAB. 6.2-7

Combinazione 1	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		12'622	1'173			1'173
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	1.00	3'166	1'108			1'108
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	1.00	1'537	538			538
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				303	545	545
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				1'219	1'422	1'422
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	1.00			127	228	228
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	1.00			61	111	111
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50				961	1'681	1'681
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			17'326	2'819	2'670	3'987	6'806
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		12'622	1'173			1'173
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	0.75	2'375	831			831
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	0.40	615	215			215
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				303	545	545
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				1'219	1'422	1'422
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	0.75			95	171	171
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	0.40			25	44	44
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		0	0	961	1'681	1'681
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			570	1'974	1'974
Azioni alla Base			15'612	2'219	3'172	5'838	8'057
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		1	9				
Interasse - m		3.64					
Azioni su palo singolo	H - kN	N - kN	M_y - kNm				
Combinazione 1	297	1'925	756				
Combinazione 2a	352	1'735	732				

6.2.3. Azioni Globali : SLE
TAB. 6.2-8

Combinazione 1	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.00		9'350	869			869
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	1.00	2'345	821			821
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	1.00	1'139	398			398
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				224	403	403
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				903	1'053	1'053
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	1.00			94	169	169
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	1.00			46	82	82
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00				641	1'121	1'121
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			12'834	2'088	1'907	2'829	4'917
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ	N - kN	M_y (N) - kNm	H_x - kN	M_y (H) - kNm	M_y (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.00		9'350	869			869
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	0.75	1'759	616			616
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	0.40	455	159			159
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				224	403	403
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				903	1'053	1'053
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	0.75			70	127	127
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	0.40			18	33	33
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		0	0	641	1'121	1'121
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			422	2'423	2'423
Azioni alla Base			11'564	1'644	2'278	5'160	6'804
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		1	9				
Interasse - m		3.64					
Azioni su palo singolo	H - kN	N - kN	M_y - kNm				
Combinazione 1	212	1'426	546				
Combinazione 2a	253	1'285	619				

6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 6.2-9

Quota 0.0	N - kN	H - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)	1'094	332	728
SLU - Sismica (kv-)	983	332	634
SLU - Statica - 1	1'925	297	756
SLU - Statica - 2a	1'735	352	732
SLE - 1	1'426	212	546
SLE - 2a	1'285	253	619

6.3. PALI

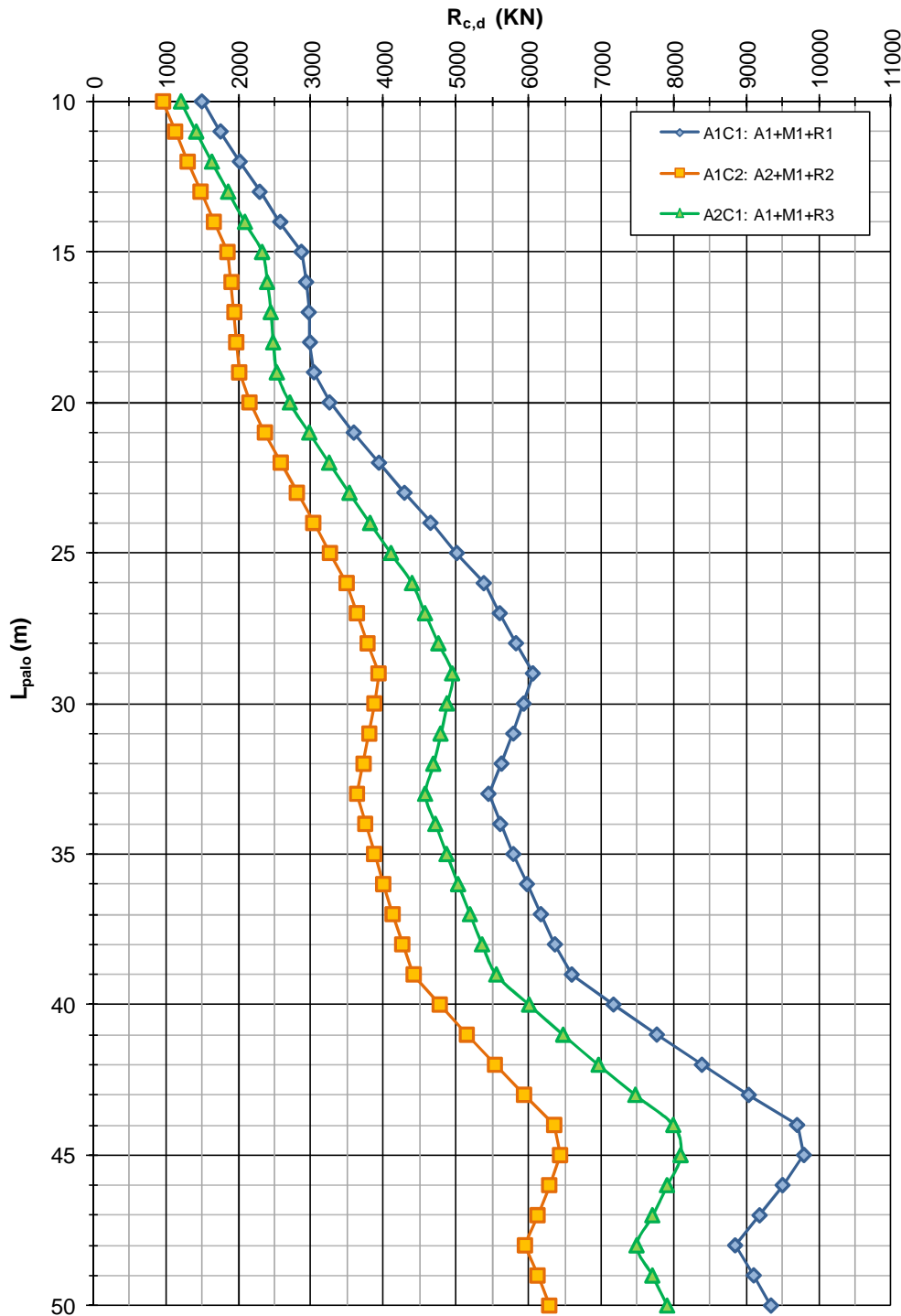
6.3.1. Verifiche Geotecniche

6.3.1.1 Portanza Verticale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo Ø1200 nel suolo in questione.

FIG. 6.3-1

SPO01 - Ponte sul canale Burana 4 - ZO13
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima (e media) azione di compressione N_{sd} è pari a 1925 kN (Fase Statica).

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Sabbia Sciolta. Conseguentemente (interassi pari a $3.0\varnothing$) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente di gruppo pari a 1.0: in altri termini l'azione di progetto è:

$$N_{sd} = 1925/1.0 = 1925 \text{ kN}$$

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 15.0 m ha una portanza:

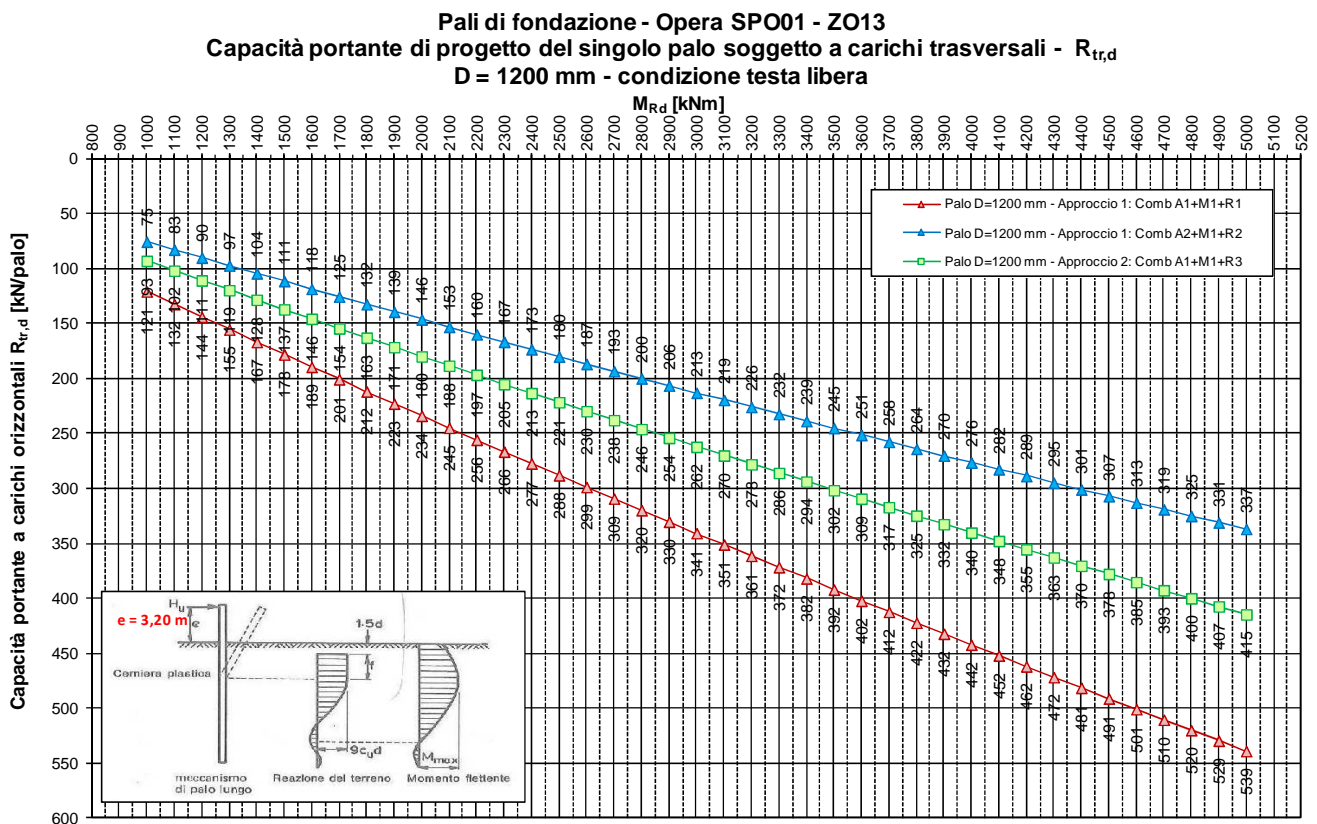
$$R_{c,d} \cong 2300 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.19 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : **$L_{\text{palo}} = 15.0 \text{ m}$**

6.3.1.2 *Portanza Orizzontale*

Alla Figura seguente è riportata la curva di portanza per il palo di cui sopra.

Fig. 6.3-2



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 352 kN.

Non viene applicato alcun coefficiente riduttivo per tenere conto dell'effetto Gruppo (vedi Relazione Geotecnica).

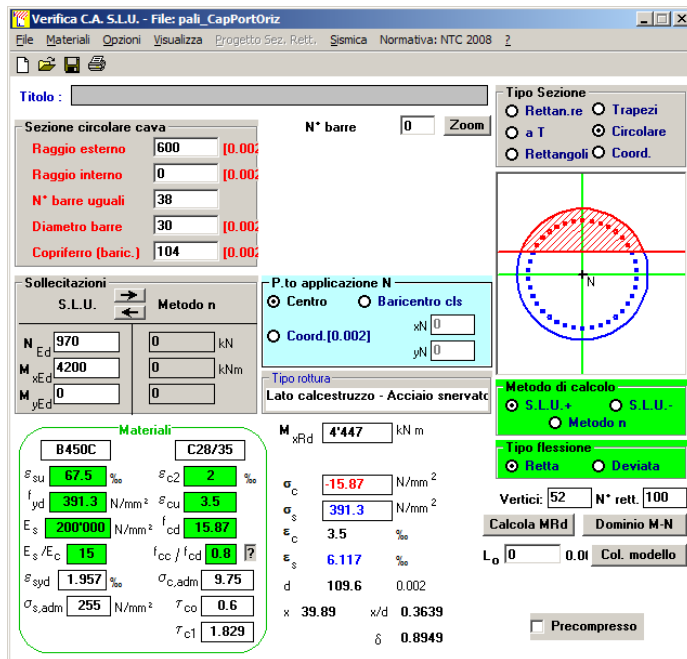
$$M_u = 4200 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 970 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 6.3-3



Risultano necessari n°38 Ø30 (2.4%).

6.3.2. Verifiche SLU

6.3.2.1 Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante e flettente unitaria in testa. Le azioni trasversali vengono amplificate del 10%, in accordo alle prescrizioni della Relazione Geotecnica

FIG. 6.3-4

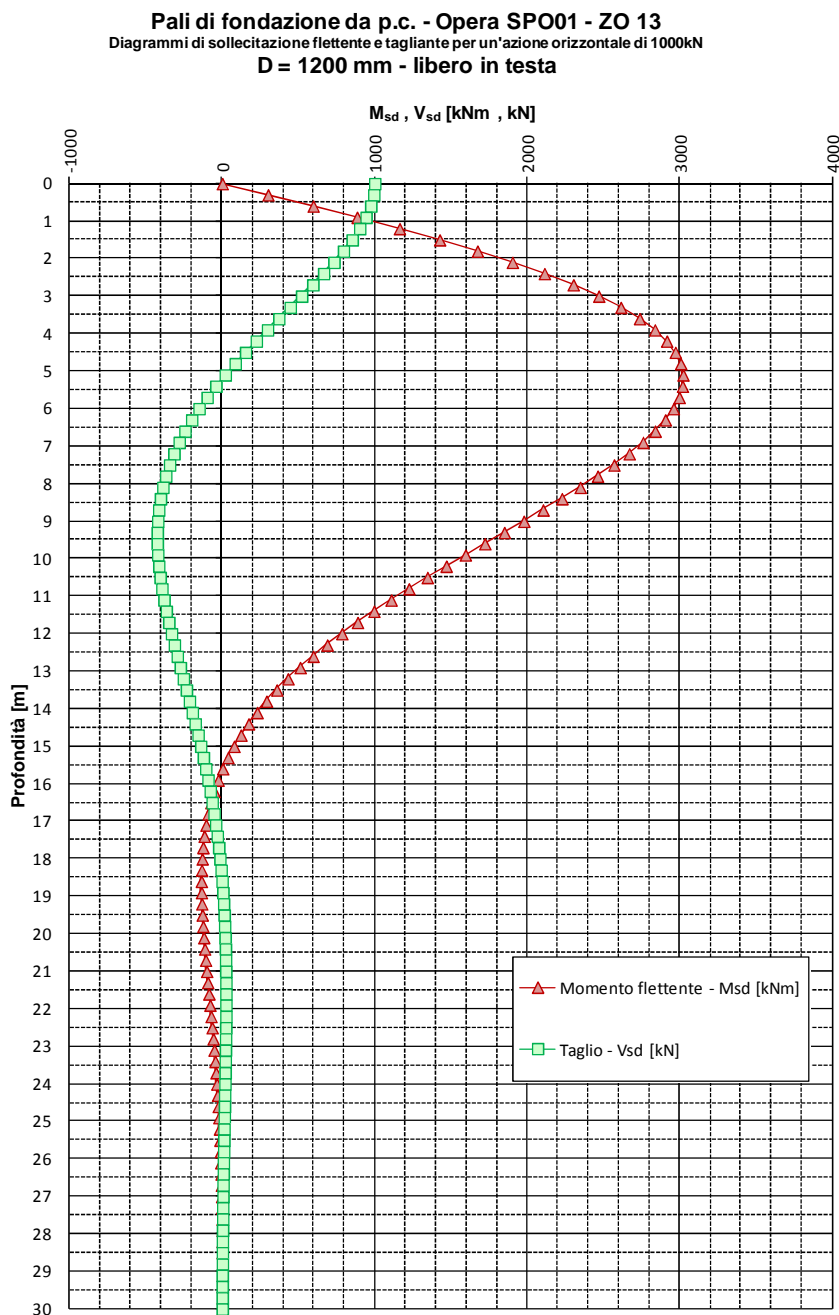
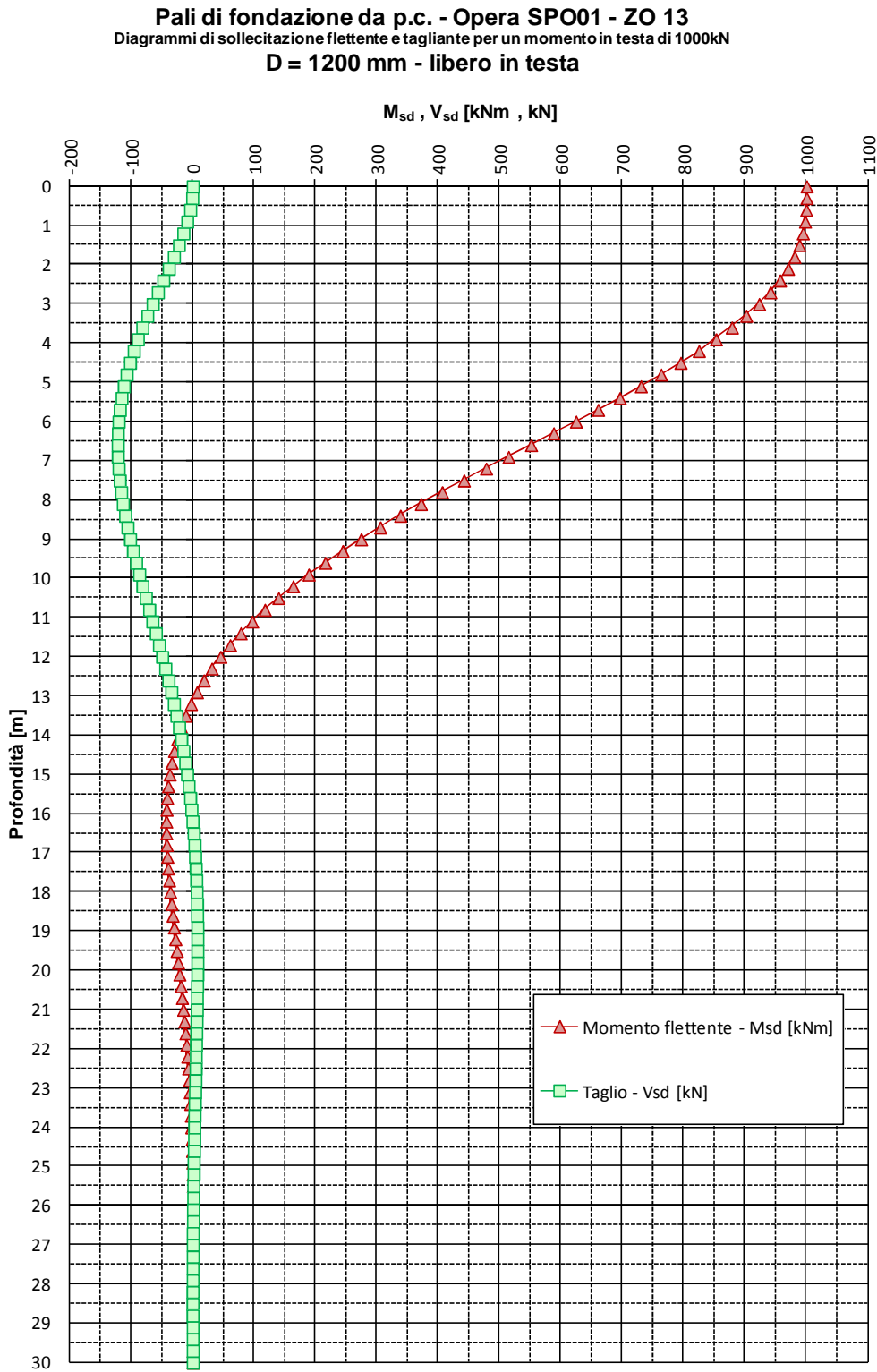


FIG. 6.3-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 6.1.9.2

Verifica lato Acciaio

L'espressione:

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} ; \text{dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}_2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

TAB. 6.3-1

Palo Φ 1200		cot θ = 1.0	cot θ = 1.5	cot θ = 2.0	cot θ = 2.5
\varnothing - mm	s - mm	V_{Rsd} - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Dalle fig. precedenti emerge che il taglio in testa ($352 \cdot 1.1 = 390$ kN) si riduce – a partire da quota -4.0 m – a valori inferiori al 60% dell'azione in testa (235kN).

Conseguentemente – anche assumendo $\cot\theta = 1.0$ - si adotta una staffatura:

da testa a quota -3.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 642 \text{ kN} > 390 \text{ kN}$

da quota -3.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 361 \text{ kN} > 235 \text{ kN}$

Verifica lato Cls.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

6.3.2.2 Pressoflessione

Dai valori SLU di TAB. 6.2-9 e tenendo conto delle figure precedenti si ottiene:

TAB. 6.3-2

SLU				
Quota 0.0		N - kN	H - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)		1'094	365	801
SLU - Sismica (kv-)		983	365	697
SLU - Statica - 1		1'925	326	832
SLU - Statica - 2a		1'735	388	806
Quota -6.0				
Ceff. 'M' da Taglio		3.00		
Ceff. 'M' da Momento		0.65		
			N - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)			1'094	1'616
SLU - Sismica (kv-)			983	1'548
SLU - Statica - 1			1'925	1'520
SLU - Statica - 2a			1'735	1'687
Quota -9.0				
Ceff. 'M' da Taglio		2.00		
Ceff. 'M' da Momento		0.30		
			N - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)			1'094	970
SLU - Sismica (kv-)			983	939
SLU - Statica - 1			1'925	902
SLU - Statica - 2a			1'735	1'017
Quota -15.0				
Ceff. 'M' da Taglio		0.10		
Ceff. 'M' da Momento		0.10		
			N - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)			1'094	117
SLU - Sismica (kv-)			983	106
SLU - Statica - 1			1'925	116
SLU - Statica - 2a			1'735	119

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra : 75+16 = 91 mm (*)

(*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

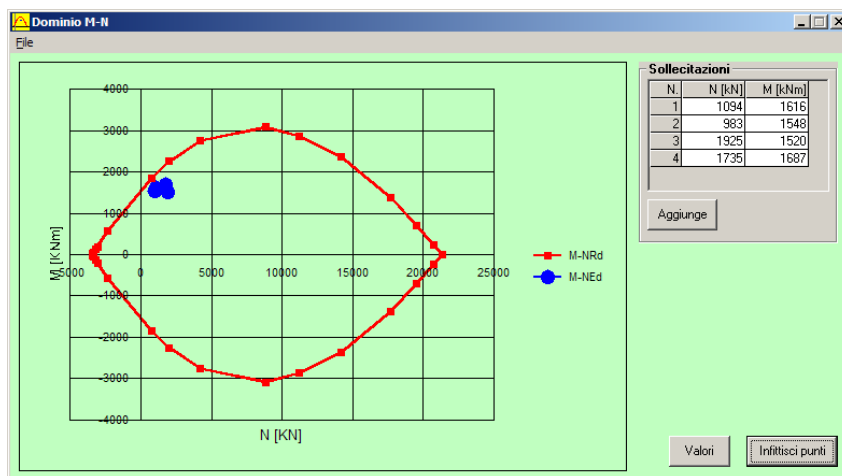
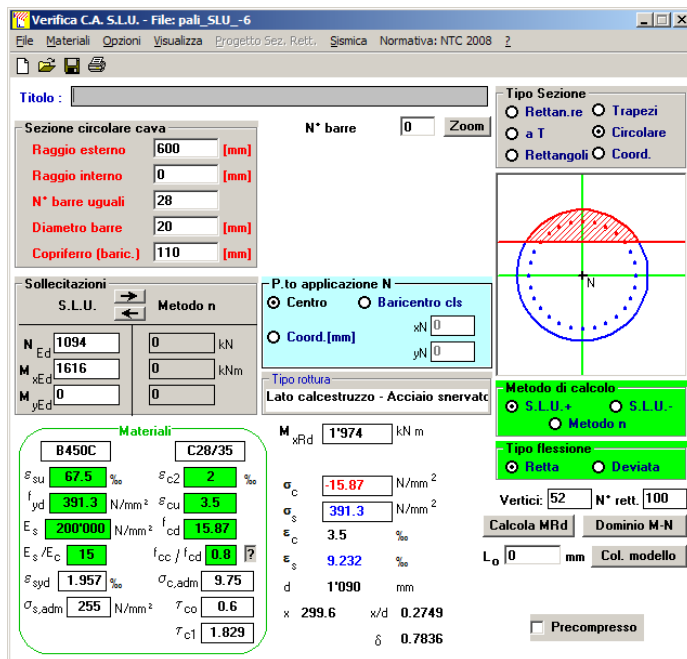
Da quota 0.0 a quota -10.0 (L_{barra} 10.0m)

Numero barre : 38 ; Diametro barra : 30 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 2.5%

La sezione non necessita di verifica per le sollecitazioni a quota -10.0, essendo già stata verificata (capacità portante orizzontale) per un momento flettente nettamente superiore e sforzo normale analogo.

Da quota -9.0 a fine palo (L_{barra} 6.0m)

FIG. 6.3-6



Si arma con 28Ø20.

6.3.3. Verifiche SLE

6.3.3.1 Fessurazione

Dai valori SLE di TAB. 6.2-9 e tenendo conto delle Fig. 6.3-5 e -6 si ottiene:

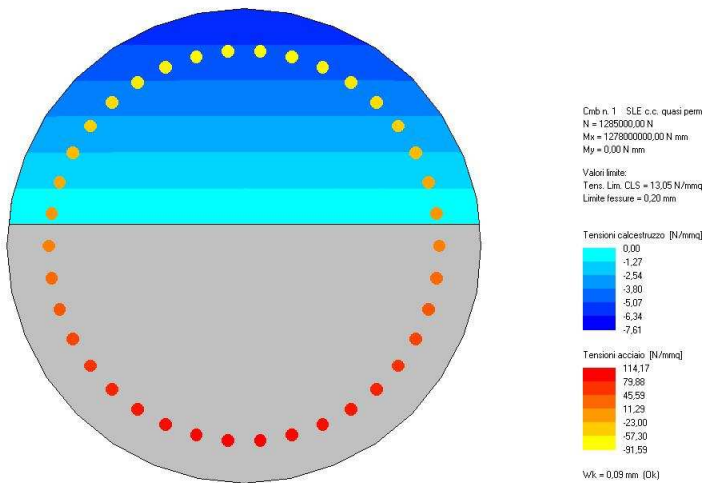
TAB. 6.3-3

SLE				
Quota 0.0		N - kN	H - kN	M - kNm
SLE - 1		1'426	233	601
SLE - 2a		1'285	278	680
Quota -6.0				
Ceff. 'M' da Taglio		3.00		
Ceff. 'M' da Momento		0.65		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'426	1'090
SLE - 2a			1'285	1'278
Quota -9.0				
Ceff. 'M' da Taglio		2.00		
Ceff. 'M' da Momento		0.30		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'426	646
SLE - 2a			1'285	761
Quota -15.0				
Ceff. 'M' da Taglio		0.10		
Ceff. 'M' da Momento		0.10		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'426	83
SLE - 2a			1'285	96

Da quota 0.0 a quota -10.0 (L_{barra} 11.0m)

Armatura: 38Ø30

Fig. 6.3-7

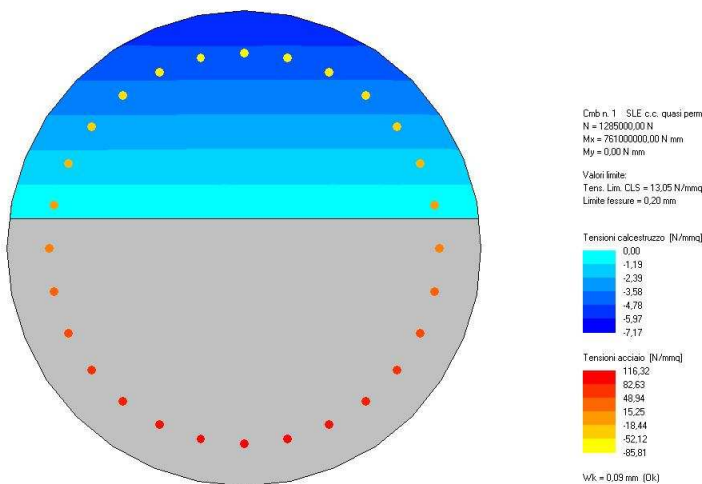


Verifica soddisfatta

Da quota -9.0 a quota -15.0 (L_{barra} 6.0m)

Armatura 28Ø20

Fig. 6.3-8



Verifica soddisfatta

In definitiva si arma con :

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -3.0 : st \varnothing 16/200;

Da quota -3.0 a -fine palo: st \varnothing 12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -10.0 : n°38 \varnothing 30 (L_{barra} : 11.0 m);

Da quota -9.0 a fine palo : n°28 \varnothing 20 (L_{barra} : 6.0 m)

6.3.3.2 Deformazione

Si riportano in figure seguenti le deformazioni per sollecitazioni in testa unitarie.

Fig. 6.3-9

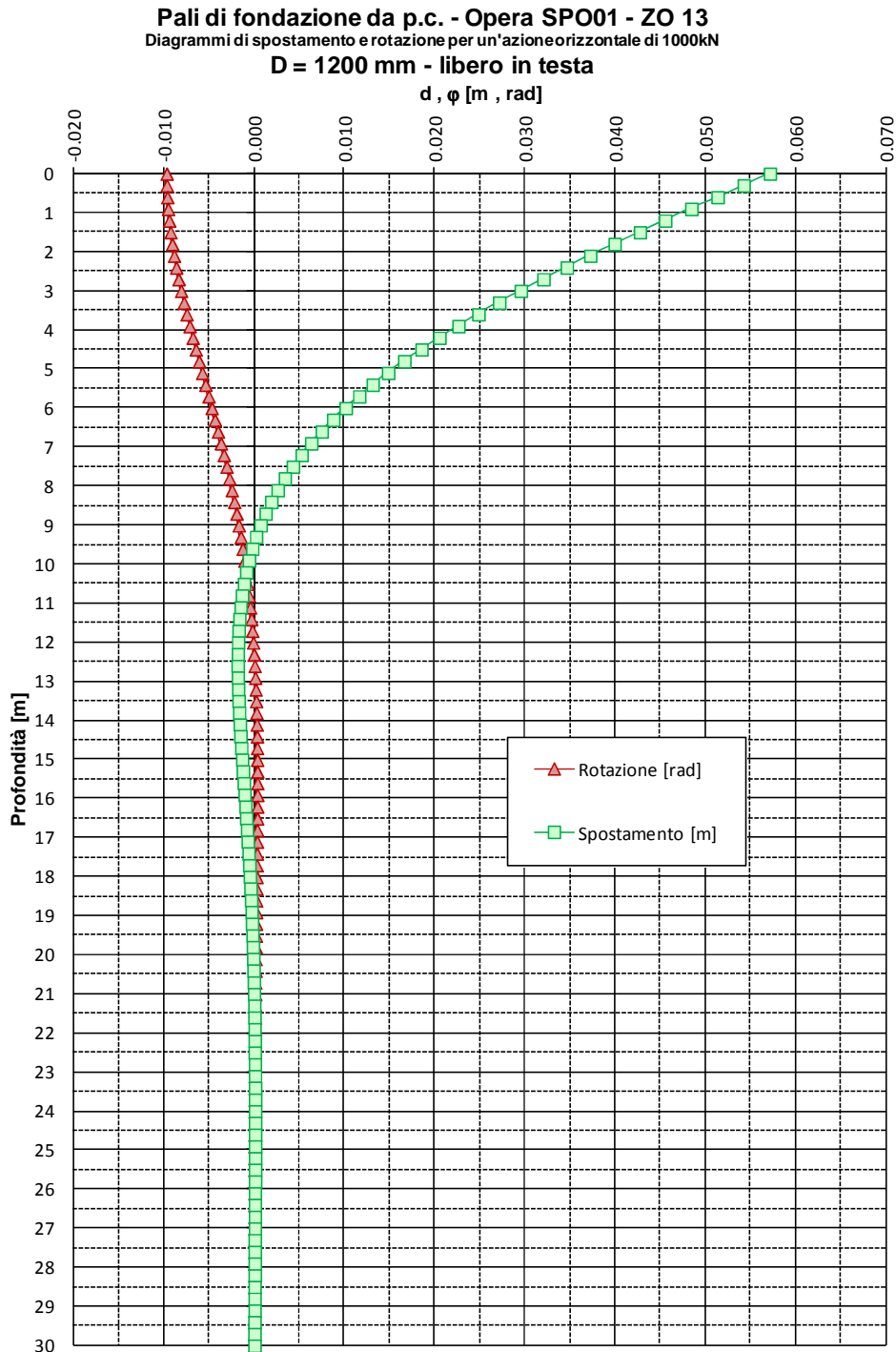
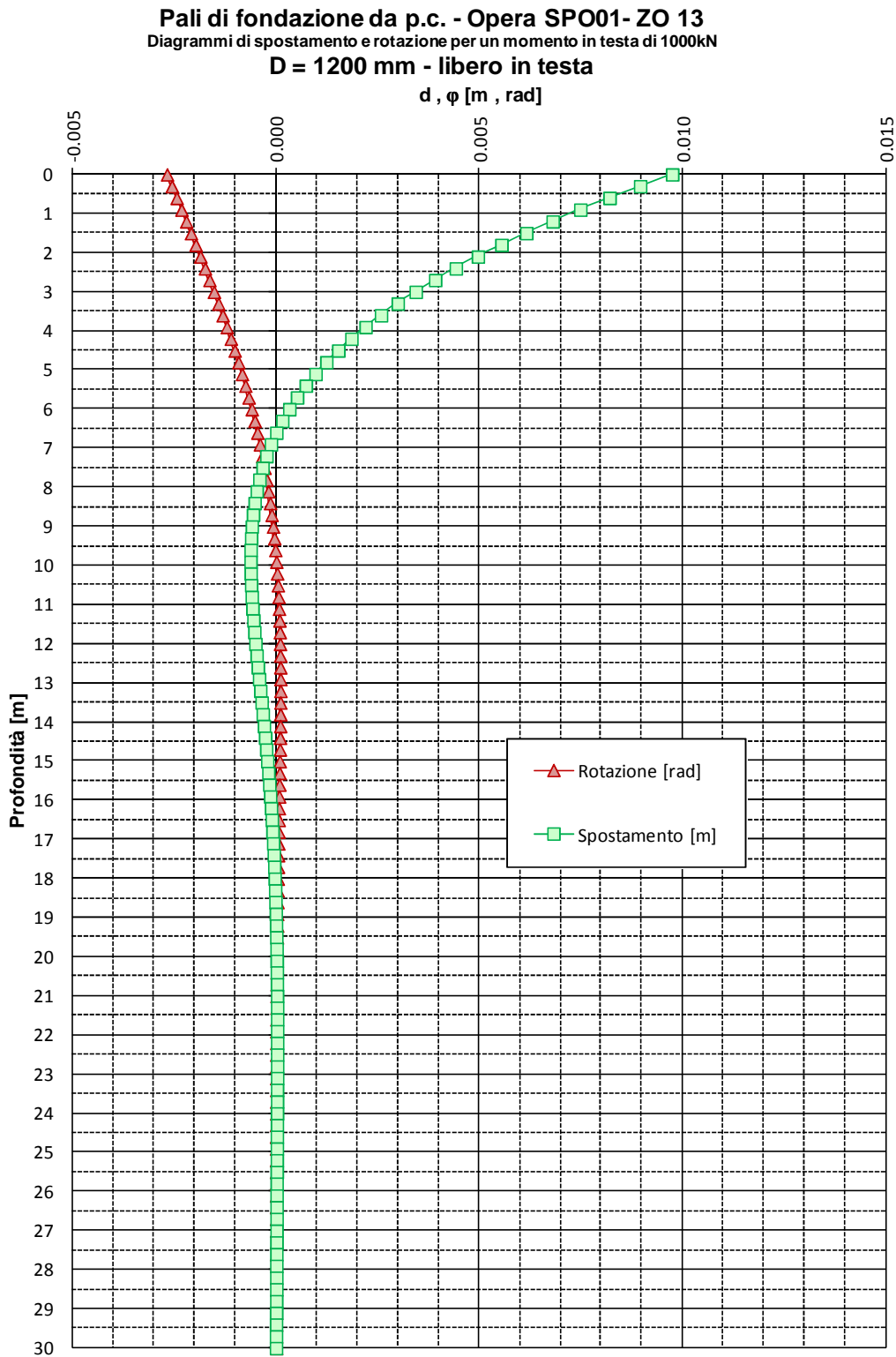


Fig. 6.3-10



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE) le deformazioni effettive risultano:

TAB. 6.3-4

DEFORMAZIONI				
Quota	0,0		H - kN	M - kNm
SLE - 1			233	601
SLE - 2a			278	680
Coeff. 'η' da Taglio		0,070		
Coeff. 'η' da Momento		0,011		
Coeff. 'ρ' da Taglio		0,010		
Coeff. 'ρ' da Momento		0,003		
		mm	rad	gradi
η max		27		
ρ max			0,005	0,3

Si consideri che:

- le deformazioni di cui sopra tengono conto di quelle dovuti ai carichi permanenti, che avvengono prima del montaggio dell'impalcato;
- le deformazioni sono causate per circa il 50% dalle azioni permanenti e per circa il 50% da quelle variabili;
- il giunto – e conseguentemente il coprigiunto – ha un'escursione di ± 150 mm.

Anche tenendo conto dell'ulteriore spostamento in testa paraghiaia dovuto alla rotazione rigida del pulvino+paraghiaia, in definitiva le deformazioni vengono ritenute compatibili con la funzionalità dell'opera.

6.4. ORECCHIE

6.4.1. Azioni

6.4.1.1 SLU

L'Orecchia, come da fig.1-2, ha spessore 0.4m, lunghezza 3.0m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.0m.

Come già detto al par.6.1.8 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

Inserendo tale valore nelle espressioni di par.6.1.3, comporta:

$$k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

Ciò premesso, nella Fase Statica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.35*0.38*19.5*3.0 = 1.35*22.2 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta all'inerzia:

$$p = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \ll 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta di Mononobe - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.0*0.53*19.5*3.0 = 31.0 \text{ kN/m}^2 \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Una comparazione delle azioni omologhe nelle due Fasi mostra che quelle Statiche sono peggiorative. Di conseguenza si procederà con l'analisi della sola Fase Statica.

6.4.1.2 SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$$

6.4.2. Sollecitazioni e Verifiche

6.4.2.1 SLE

L'Orecchia viene assunta come incastrata lungo la dimensione verticale maggiore.

Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Fig. 6.4-1 N1-1 (Nx)

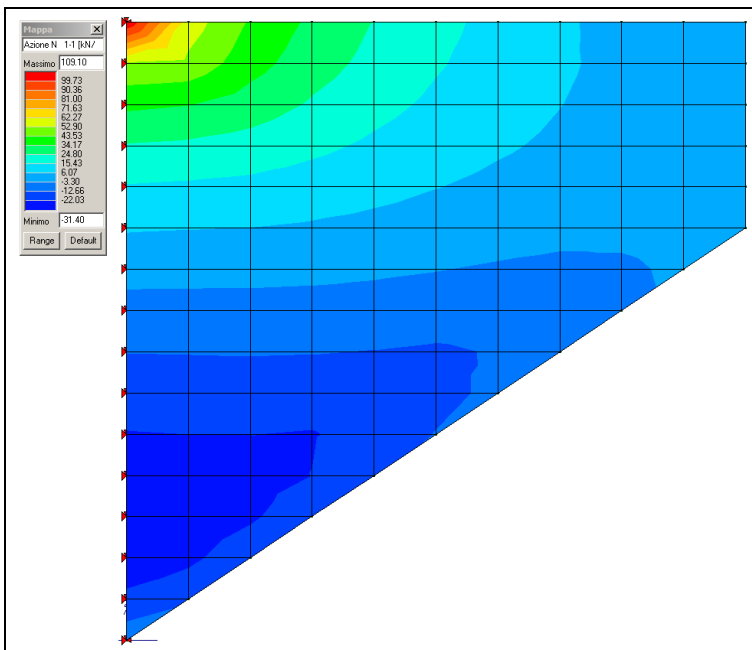


FIG. 6.4-2 M1-1 (My)

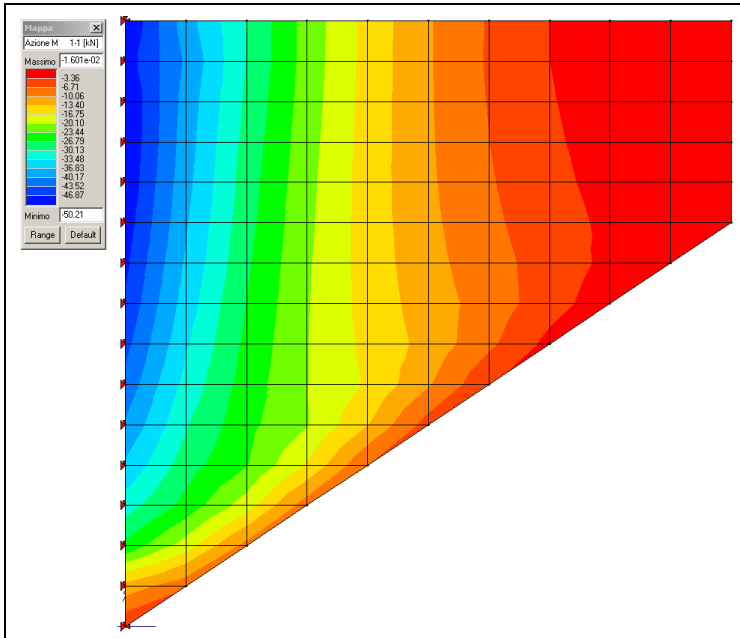
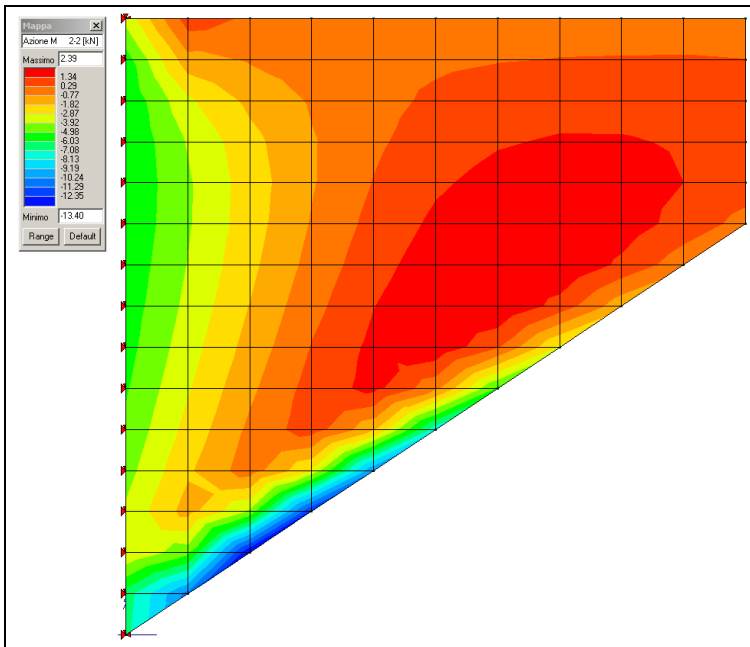


FIG. 6.4-3 M2-2 (Mx)



La sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale risulta inessenziale e non verrà preso in conto.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 50 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (109+6)/2 = 58 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa costituita da $\varnothing 16/200$.

TAB. 6.4-1

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
A _s : Armatura tesa	1.005	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ ϕ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
A _{s'} : Armatura compressa	565	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E _s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10) ^{0,3}](1+ ϕ)	34.077	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	55	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm ²	
σ_s' : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	-1112	mm	NO!
d = h-c+u	-680	mm	
d' = c'+u	-1046	mm	
p = u ² *2*n*(A _s '*d'+A _s *d)/b	1,25E+06	mm ³	
q = u ³ *3*n*(A _s '*d'+A _s *d)/b	-1,40E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +q ²	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1057	mm	
	0,00000		
y = z - u	55	mm	
Sn = b*v ² /2 + n*A _s '*(v-c)-n*A _s *(h-c-v)	-8,86E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{cr,fd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ α *(A _s +A _s ')]]	509,680	mm ²	
S : momento statico	1,27E+08	mm ³	
Y _w : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _w]	4,31E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
σ_c : f _{ctm} /1,2	2,67	N/mm ²	
M _{fess} = (σ_c + N/A)*W	110,4	kNm	
M_{fess} > M : OK			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

6.4.2.2 SLU

FIG. 6.4-4 N1-1 (Nx)

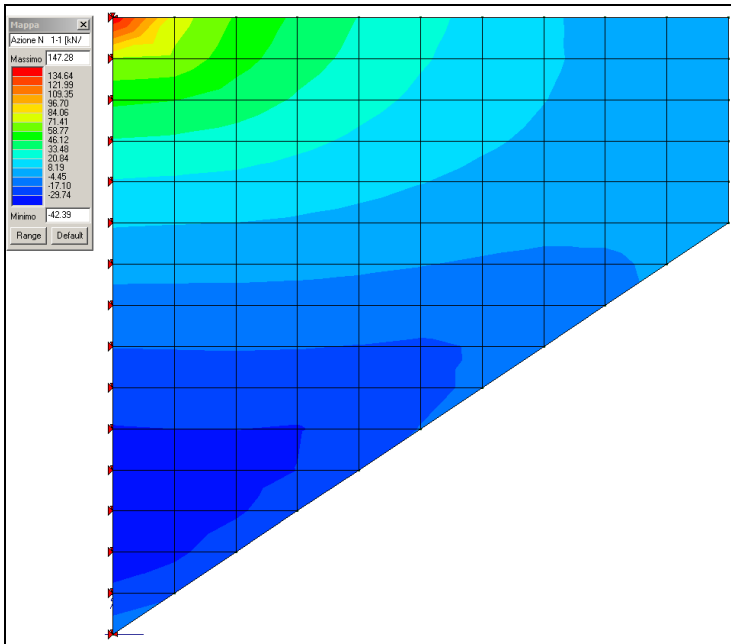


FIG. 6.4-5 M1-1 (My)

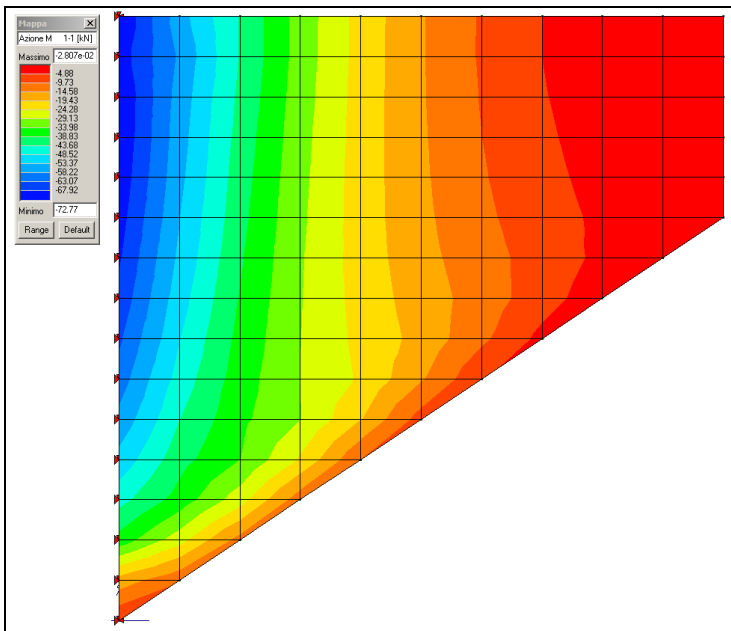


FIG. 6.4-6 V1-3

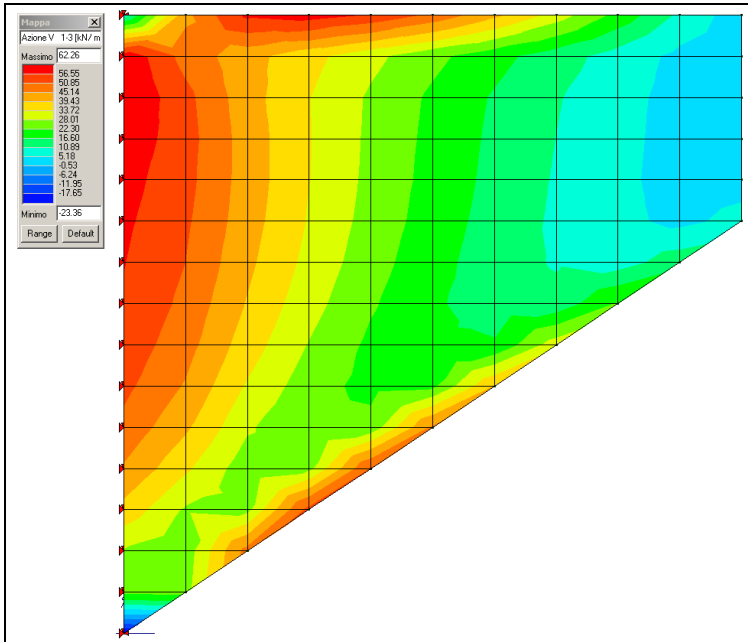
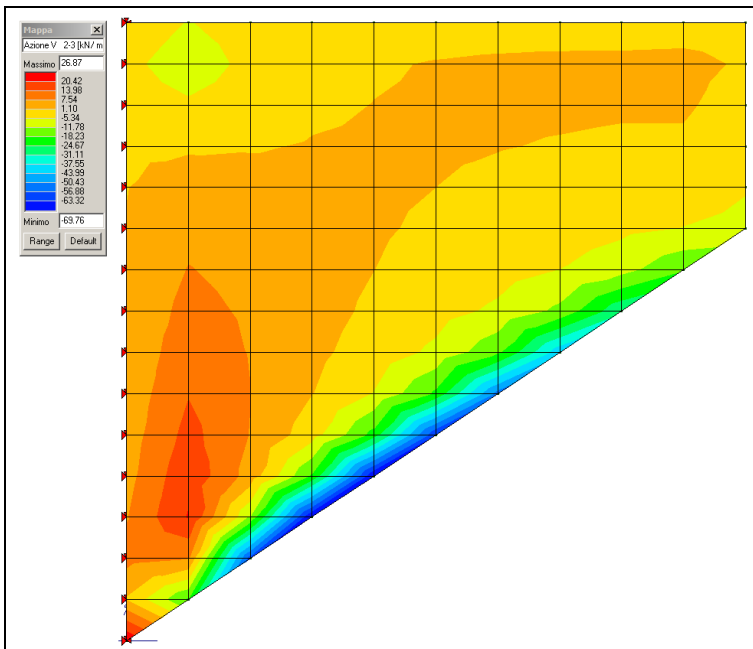


FIG. 6.4-7 V2-3



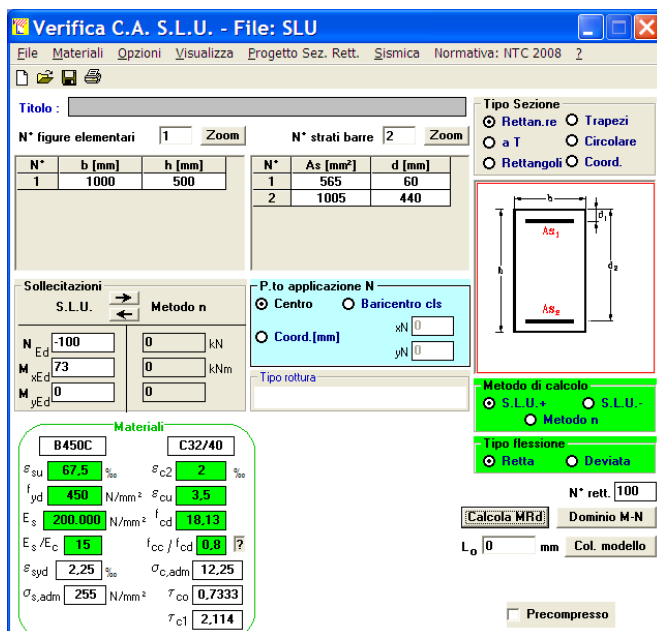
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 73 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (148+42)/2 = 100 \text{ kN/m}$$

FIG. 6.4-8



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

TAB. 6.4-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V_{Sd}	70	kN	
base b_w	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
ρ_l	0,00233		
N _{sd} (positiva se di compressione)	0	kN	
A_c	500000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
f_{ck}	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
v_{min}	0,45	kN	
	194,9	kN	
VRd	195	kN	[eq 4.1.14]
	OK		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

6.5. PARAGHIAIA

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche il paraghiaia (spessore 0.50 m) viene trattato in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; k_E = 0.53$$

Considerato che l'altezza del paraghiaia è condizionato dall'altezza della trave e che questa, per gli impalcati in CAP utilizzati nel presente progetto, può arrivare a 1.6 m, si sviluppa un'analisi di validità generale per altezze di paraghiaia sino a 2.8 m.

Volendo attribuire alla presente trattazione una validità generale per tutti i paraghia presenti su spalle che sostengono impalcati in CAP, chiuse o aperte che siano:

- si assume un coefficiente di spinta peggiorativo valutato in condizioni 'a riposo' ($1 - \sin 38^\circ = 0.38$), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse
- si considera l'inerzia del terreno inscatolato (per una lunghezza retrostante pari a 4.15 m), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse.

6.5.1.1 Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

Si considera una fascia di lunghezza unitaria.

- Azioni verticali

$$\text{Peso proprio} : 25 \cdot 0.50 \cdot 2.8 = 35.0 \text{ kN}$$

- Azioni orizzontali

$$\text{Peso proprio} : q = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.50 = 4.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Terreno inscatolato} : q = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.15 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta delle terre} : q_{\max} = 19.5 \cdot 0.53 \cdot 2.8 = 29.9 \text{ kN/m}$$

- Sollecitazioni alla base

$$N = 35.0 \text{ kN} ; \quad H = (4.7 + 30.4) \cdot 2.8 + 29.9 \cdot 2.8 / 2 = 140.1 \text{ kN}$$

$$M = (4.7 + 30.4) \cdot 2.8^2 / 2 + 29.9 \cdot 2.8^2 / 6 = 176.6 \text{ kNm}$$

6.5.1.2 Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 35.0 kN

Azione $Q_{1k} = 300$ kN (n°2 carichi posti a distanza trasversale 2.0 m)

- Azioni orizzontali

Spinta delle terre : $q_{max} = 19.5 \cdot 0.38 \cdot 2.8 = 20.7$ kN/m

Sovraccarico : $q = 25.0 \cdot 0.38 = 9.5$ kN/m

Azione di Frenatura : $H = 180$ kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°.

Di conseguenza i carichi Q_{1k} vengono considerati agenti su una lunghezza trasversale pari a:

$$B1 = 2.0 + 2 \cdot 2.8 = 7.6 \text{ m}$$

mentre l'azione da Frenatura viene considerata agente su una lunghezza trasversale pari a:

$$B2 = 2 \cdot 2.8 = 5.6 \text{ m}$$

$$N = 1.35 \cdot 35.0 + 1.35 \cdot 300 / 7.0 = 100.5 \text{ kN/m}$$

$$H = 1.35 \cdot 20.7 \cdot 2.8 / 2 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 2.8 + 1.35 \cdot 180 / 5.6 = 122.4 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.35 \cdot 20.7 \cdot 2.8^2 / 6 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 2.8^2 / 2 + 1.35 \cdot 180 \cdot 2.5 / 5.6 = 213.9 \text{ kN/m}$$

6.5.1.3 Sollecitazioni – SLE

$$N = 35.0 + 300 / 7.6 = 74.5 \text{ kN/m}$$

$$M = 20.7 \cdot 2.8^2 / 6 + 9.5 \cdot 2.8^2 / 2 + 180 \cdot 2.8 / 5.6 = 154.3 \text{ kN/m}$$

6.5.1.4 Verifiche SLE: Fessurazione

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da $\varnothing 16/100$ controterra e $\varnothing 16/200$ all'esterno

TAB. 6.5-1

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	35	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	80	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	80	mm	
n° barre armatura tesa	10		
φ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A _s : Armatura tesa	3.142	mm ²	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+φ/2]	90	mm	
n° barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A' _s : Armatura compressa	1.005	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	88	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	154,3	kNm	
N : Sforzo normale	74,5	kN	
E _s : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10) ^{0,3}](1+φ)	34.077	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6,16		rapporto moduli elastici
Verifica a pressoflessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	115	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	7,58	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	119,18	N/mm ²	
σ' _s : Tensione acciaio compresso	10,31	N/mm ²	
Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)			
u = M/N - h/2	1821	mm	>-h/3
d = h-c+u	2231	mm	
d' = c'+u	1909	mm	
p = u ² *2*n*(A' _s *d'+A _s *d)/b	3,21E+06	mm ²	
q = u ² *3*n*(A' _s *d'+A _s *d ²)/b	5,68E+09	mm ³	
Q = (-p) ³ +q ²	2,18E+02	mm ⁶	
z	1937	mm	
	0,00000		
y = z - u	115	mm	
Sn = b*y ² /2 + n*A' _s *(y-c')-n*A _s *(h-c-y)	1,13E+06	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{f,crd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A' _s)]	525.555	mm ²	
S : momento statico	1,29E+08	mm ³	
Y _e : baricentro [S/A]	246	mm	
J : momento d'inerzia	1,11E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _e g]	4,50E+07	mm ³	
f _{ctm}	3,21		
σ _t : f _{ctm} /1,2	2,67	N/mm ²	
M _{f,crd} = (σ _t + N/A)*W	126,7	kNm	
M_{f,crd} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
Elementi preparatori			
A_{cl} : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b \cdot (2,5 \cdot (h-d)); b \cdot (h-y)/3; b \cdot h/2]$	128.177	mm ²	
D : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0245		
w_{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
E_s : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm ²	
i_s : distanza tra barre tese min	100	mm	
k_s	0,4		0.6: breve durata; 0.4: lunga durata
k_1	0,80		barre aderenza migliorata
k_2	0,50		flessione
k_3	3,40		
k_4	0,425		
Distanza media tra le fessure "s_{rm}"			
limite spaziatura barre : $5 \cdot (r + \phi/2)$	450	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot r + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho$	410,7200	%	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ϵ_{sm}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s \cdot f_{ctm}) / \rho \cdot (1 + \alpha \cdot p)] / E_s$; $0,6 \cdot \sigma_s / E_s$	0,0003		
Apertura delle fessure "w_i"			
$w_i = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$	0,140	mm	<wamm=0.2

La verifica risulta soddisfatta.

6.5.1.5 Verifiche SLU: Taglio

Il Taglio massimo risulta attinto nella Fase Sismica (140.5 kN). Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da $\phi 16/200$. Prudenzialmente si trascura l'effetto benefico dell'azione normale di compressione.

TAB. 6.5-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	140,5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	500	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm ²	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	432	mm	
pl	0,00233		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	500000	mm ²	
σ_{cp}	0,000	MPa	
fck	35	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,680		
VRd	175,3	kN	
vmin	0,45	kN	
	194,9	kN	
VRd	195	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

6.5.1.6 Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 6.5-1 FASE SISMICA

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	500	1	1005	80
			2	3140	420

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 35 0 kN
 M_{Ed} 176 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 13.45 ‰
 d 420 mm
 \times 86.74 x/d 0.2065
 δ 0.7

M_{xRd} 547.5 kNm

FIG. 6.5-2 FASE STATICA

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

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

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	500	1	1005	80
			2	2010	420

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 100.5 0 kN
 M_{Ed} 213.9 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.71 ‰
 d 420 mm
 \times 69.31 x/d 0.165
 δ 0.7

M_{xRd} 381.5 kNm

6.6. PULVINO

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 31.5 m, avente sezione di larghezza 2.40 m e altezza 1.50 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.63 m, mentre i due vincoli estremi trovano a 1.2 m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse dagli appoggi, posti a interasse 1.80 m al di sotto del singolo impalcato
- trasversalmente dal momento torcente indotto sia dalle azioni orizzontali dovute alla spinta delle terre sia dalle azioni sul piano trasversale (del pulvino) dovute alle azioni orizzontali trasmesse dagli appoggi

6.6.1. Armatura longitudinale

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ($3.64/2 = 1.82$ m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti ψ non siano minori dell'unità.

Si ricorda che, da tab. 6.1-1 la risultante dei carichi mobili agisce a 4.44 m dal bordo esterno dell'impalcato (e quindi dal bordo esterno del pulvino) e che l'azione totale indotta da Vento vale 111 kN ed è posta a 2.19 m dall'estradosso pulvino.

Per semplicità ed a favore di sicurezza si assume un braccio della coppia interna del pulvino pari alla sua altezza decrementata di 200mm (copriferrì).

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone' – lecito considerando che la distanza massima dell'azione verticale dall'asse palo è assai simile all'altezza utile del pulvino.

L'armatura di intradosso è indicata con 'A_{si}':

TAB. 6.6-1

Armatura Longitudinale		N - kN	SLU
Sismica		2.801	
$\Delta kv+$		499	
		3.300	
Statica		3.782	
Carichi Mobili		2.352	
		6.133	
Eccentricità Mobili da bordo pulvino - m	4,44		
Da bordo a appoggio 1	2,00		
n° appoggi	6		
interasse appoggi - m	1,80		
Eccentricità Mobili da asse appoggi - m	2,06		
Momento da Mobili - kNm	4.850		
Incremento da Momento - kN		385	
Azione 'H' da Vento - kN	111		
Distanza 'H' da pulvino - m	2,19		
Momento da Vento - kNm	182		
Incremento da Momento - kN		14	
Sismica: max appoggio		550	
Statica: max appoggio		1.422	
SLU : max appoggio		1.422	
Interasse pali - m	3,64		
Altezza pulvino - m	1,50		
Larghezza pulvino - m	2,40		
Braccio coppia interna	1,30		
T - kN	994		
$A_{si} - mm^2$	2.543		
		N - kN	SLE
Statica		2.801	
Carichi Mobili		1.742	
		4.543	
Incremento da Momento (Mobili)- kN		285	
Incremento da Momento (Vento)- kN		10	
SLE: max appoggio		1.052	
T - kN	736		
$A_{si} - mm^2$	4.599		

Si arma con 10 \varnothing 25 (4900 mm²) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con 12 \varnothing 20 (3768mm²) nella parte restante (1.2 m).

All'estradosso si dispongono n°25 \varnothing 20.

6.6.2. Armatura trasversale e di parete

Si determina l'armatura trasversale e di parete, in funzione del Momento torcente (che viene considerato equilibrato da tensioni/compressioni nella sezione retta dei pali, senza approfondire il problema nella presente Fase progettuale).

Dalle Tabelle 6.1.5 (SLU – Sismica) 6.1.7 (SLU –Statica) e 6.1.8 (SLE) si ottiene rispettivamente il momento trasversale totale agente sul pulvino. Da questo si ricava per unità di lunghezza del pulvino e di conseguenza, ipotizzando il pulvino incastrato nei pali ⁽¹⁾, il Momento Torcente (in tabella: 'Mt') nella sezione d'incastro

(1) Il meccanismo ipotizzato è nettamente a favore di sicurezza, poiché il Momento viene sensibilmente diminuito dalla cedevolezza rotazionale dei pali, ai quali è stata peraltro integralmente trasmessa l'azione in termini di momento flettente.

La sezione da verificare ha dimensioni BxH: si assume invece una sezione ridotta B₁=B-200mm ; H₁=H-200mm per tenere conto del copriferro.

Per la determinazione dell'area del singolo braccio della staffa, ipotizzata a passo 'p', si ricorre all'espressione:

$$A_{st} = p \cdot Mt / (2 \cdot \sigma_s \cdot B_1 \cdot H_1)$$

dove σ_s vale 391 N/mm² per la verifica SLU e 160 N/mm² per quella SLE.

TAB. 6.6-2

Armatura Trasversale	M - kNm	M - kNm/m	Mt - kNm	Passo staffe - mm	A _{st} - mm ²
				300	
M trasversale - SLU Sismica	7.339	233	424		57
M trasversale - SLU Statica - comb.2a	8.057	256	465		62
M trasversale - SLE - comb.2a	6.804	216	393		152

L'area richiesta risulta minimale: si arma con staffoni $\varnothing 20/300$ (314 mm²/300).

Quale armatura di parete si dispongono n°4+4 $\varnothing 20$.

6.7. APPOGGI, GIUNTI E BAGGIOLI

Analogamente a quanto descritto per il calcolo dell'azione sismica sulle sottostrutture, si determina il massimo varco di giunto allo SLC dimensionante per il tipo di giunto da disporre sulle due spalle.

Contestualmente, si determinano le massime sollecitazioni verticali e orizzontali taglianti sul singolo dispositivo d'isolamento.

6.7.1. Appoggi e Giunti

6.7.1.1 Azioni statiche

Si riportano in Tabella gli elementi di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 6.7-1

ISOLATORI IN GOMMA	
V _{max} SLC - sisma (kN)	600
V _{min} SLC - sisma (kN)	400
V _{max} SLU statico (kN)	1,100
H _T carico orizzontale trasv. max sismico SLC (kN)	70
H _L carico orizzontale longit. max sismico SLC (kN)	70
Carico orizzontale concomitante T e L (kN)	80
Carico verticale minimo concomitante con H _{max}	400
spostamento max sismico SLC (+/- mm)	145
spostamento termico SLU (+/- mm)	
spostamento long. da ritiro e fluage (+/- mm)	
rotazione max in fase sismica (rad)	
rotazione max totale (rad)	
Tipo travi d'impalcato (A=acciaio, CA=c.a. gettato in opera, CAP=c.a.p. prefabbricato)	CAP
Eventuale pendenza longitudinale da riprendere con l'isolatore (%)	0
Eventuale pendenza trasversale da riprendere con l'isolatore (%)	0
Rigidezza obbiettivo (kN/mm)	0.47

6.7.1.2 Azioni sismiche

TAB. 6.7-2

SLC		
Massa di 1 impalcato	571	t
Tis	2.00	s
Kesi	5.6	kN/mm
(ag/g)	0.287	
S	1.280	
ζ sistema di isolamento	15	%
η	0.707	
Fo	2.438	
Tc	0.459	s
Se(Tis; ζ esi)	0.145	g
Se(Tis; ζ esi)	1.426	m/s ²
Spostamento dc,SLC	144	mm
Vtot. di 1 impalcato	814	kN
n° isolatori di 1 impalcato	12	
Rigidezza 1 isolatore Klong = ktrasv	0.470	(kN/mm)
V tot. Su 1 isolatore	68	kN

Il taglio massimo allo SLC sul singolo isolatore è pari a 68 kN.

Lo spostamento dell'impalcato allo SLC è pari a ± 145 mm.

Si definisce quindi un isolatore con capacità minima di spostamento pari a **D = ± 200 mm**.

Il giunto dovrà avere la stessa capacità minima di spostamento in direzione longitudinale pari a **Dx = ± 200 mm** mentre in direzione trasversale dovrà avere una capacità minima di spostamento pari a **Dy = ± 200 mm**.

6.7.2. Baggioli

Si conduce una sommaria analisi tendente al dimensionamento del baggiolo 'tipico'. Analisi più approfondite verranno sviluppate nella successiva Fase di Progetto Esecutivo.

Il Baggiolo ha dimensioni in pianta 'a x b = 0.8x0.8 m'. L'altezza massima 'h' è pari a 0.5 m.

- A favore di sicurezza vengono assunte le azioni della tabella precedente (SLC) mentre a rigore andrebbero assunte le azioni SLV (inferiori).
- A favore di sicurezza si trascura l'azione normale
- A favore di sicurezza si pone l'azione orizzontale in sommità baggiolo
- A favore di sicurezza si decrementa lo spessore del baggiolo di 100+100 mm (a' x b') = 0.6x0.6 m'

- Si adotta un meccanismo 'tirante puntone'

L'angolo di inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale risulta:

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.83 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

L'azione verticale di trazione 'T' nel tirante risulta:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 70 \cdot 0.83 = 58 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 58000/391 = 150 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 $\varnothing 12$ verticali su ogni lato, piú n4 $\varnothing 12$ agli spigoli ottenendo (lunghezza barre = 1.0 m)

$$A_T = 5 \cdot 113 + 2 \cdot 113 = 791 \text{ mm}^2$$

A favore di sicurezza, l'armatura orizzontale necessaria risulta:

$$A_{H,\min} = 70000/391 = 180 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe $\varnothing 10$ a due bracci ($A_H = 2 \cdot 79 \cdot 5 = 790 \text{ mm}^2$).

6.8. SINTESI ARMATURE

6.8.1. Pali (Ø1200)

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -3.0 : st Ø16/200; Da quota -3.0 a fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -10.0 : n°38 Ø30 (L_{barra} : 11.0 m); Da quota -9.0 a fine palo : n°28 Ø20 (L_{barra} : 6.0 m)

6.8.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: n°25 Ø20; Intradosso: n°10 Ø25+n°12 Ø20; Parete: n°4+4 Ø20

- Armatura in direzione trasversale Y

Staffoni : Ø20/300

6.8.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø16/100; Esterno: Ø16/200

6.8.4. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: Ø16/200; Esterno: Ø16/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

6.8.5. Baggioli

- Armatura in direzione verticale: n°24 \varnothing 12 – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n°5st \varnothing 10 – L = 3.2 m

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta: esso si presenta, quindi, come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

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

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

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali. Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

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

Maggiori dettagli sui criteri di calcoli vengono riportate nella parte specifica dedicate all'impalcato.

In Allegato è riportato il dimensionamento dell'Impalcato.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
SP0 01 'PONTE SU CANALE DIVERSIVO BURANA IV'
RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO: IMPALCATO IN C.A.P.

8. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : cm

forza : Kg

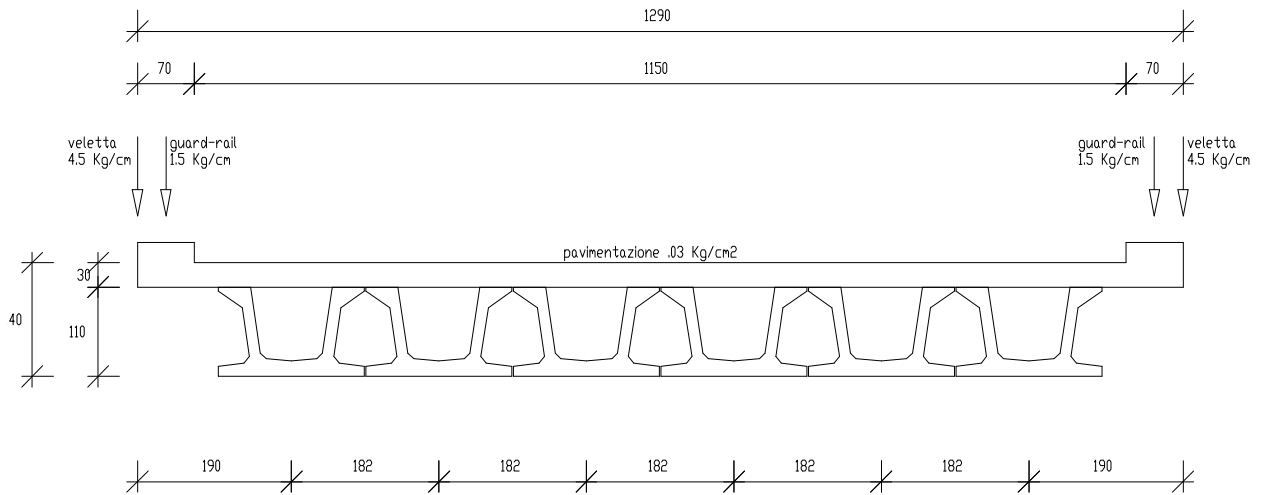
I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.

Le tensioni sono positive se di compressione nel calcestruzzo, e positive se di trazione per quanto riguarda l'acciaio.

9. DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	2200.000
Larghezza cordolo sinistro	70.000
Larghezza carreggiata	1150.000
Larghezza cordolo destro	70.000
Larghezza fuori tutto	1290.000
Tipo travi	UH110
Larghezza sezione	180.000
Lunghezza retrotrave	50.000
Lunghezza ringrosso	100.000
Lunghezza svasatura	30.000
Numero travi	6
Interasse travi	182.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	30.000
Spessore minimo soletta	20.000
Luce di calcolo soletta	115.000
Spessore medio cordoli	25.000



Sezione trasversale impalcato

10. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p.

e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE:

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della porzione di soletta gettata in opera.

SECONDA FASE:

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso della porzione di soletta a sbalzo gettata in seconda fase, al peso delle sovrastrutture e al peso dei carichi accidentali.

11. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetta, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

12. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

12.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55

Confezionato con proveniente da cava e con inerte vagliato e lavato 400 daN/mc di cemento Portland.

$$R_{ck} \text{ a tempo infinito } \geq 550.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{ckj} \text{ al taglio trefoli } \geq 400.00 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

$$\text{a tempo infinito } f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 550 = 456.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli } f_{ckj} = 0.83 R_{ckj} = 0.83 \times 400 = 332.00 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

$$\text{a tempo infinito } f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 456.50 / 1.5 = 258.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli } f_{cdj} = \alpha_{cc} f_{ckj} / \gamma_c = 0.85 \times 332.00 / 1.5 = 188.13 \text{ kg/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo

con tensione massima pari a:

$$f_{cd} = 258.68 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza di calcolo a trazione per flessione vale:

$$\text{a tempo infinito} \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 32.40 / 1.5 = 21.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{al taglio trefoli} \quad f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 21.83 / 1.5 = 14.56 \text{ kg/cm}^2$$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli

$$\sigma_{cj} < 0,70 f_{ckj} = 232.40 \text{ Kg/cm}^2$$

a cadute avvenute

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 273.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. caratteristica rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 205.43 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. quasi permanente)}$$

12.2.CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40

a tempo infinito $R_{ck} \geq 400.00 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

a tempo infinito $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 400 = 332.00 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

a tempo infinito $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 332.00 / 1.5 = 188.13 \text{ Kg/cm}^2$

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

$$f_{cd} = 188.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 199.20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. caratteristica rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 149.40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. quasi permanente)}$$

12.3.ACCIAIO PER C.A.P.

L'acciaio usato per la precompressione delle travi è trefolo da 6/10" stabilizzato.

carico a rottura f_{ptk} ≥ 19000.00 DaN/cm²

carico caratteristico all'1% $f_{p(1)k}$ ≥ 17000.00 DaN/cm²

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari

$$\text{a } 0,05 f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 14350 / 19000 = 0.75$$

si ottiene

$$\text{per } t = 1000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t = 5000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

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

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

12.4.ACCIAIO B450C

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura per assorbire gli sforzi di taglio nella trave, gli sforzi di aderenza tra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera ed altri sforzi locali di trazione nei manufatti.

Costituisce l'armatura della soletta e dei traversi.

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 4500.00 \text{ DaN/cm}^2$

La tensione massima per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la seguente limitazione

$$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 4500.00 = 3600 \text{ DaN/cm}^2$$

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

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1.15 = 3913.04 \text{ DaN/cm}^2$$

13. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta, quindi, come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

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

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

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi

delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi;
graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropica.

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

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

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

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

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

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

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

Si considera una condizione di carico

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

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

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

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

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

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

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

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

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

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

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

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

Non viene considerato nel calcolo l'effetto dei traversi di testata.

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio si conduce un'analisi statica elastica lineare.

14. SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso sinistra e positivo verso destra, guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive; $x= 1600.00$ e' la mezzeria dell'impalcato.

L'asse delle z , ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

15. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	2200
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	546
Interasse travi	B1 =	182

Trave :

Traverso :

Ap =	12136	Ae =	20 cm ²
Dp =	79	De =	10 cm
Jp =	30755301	Je =	667 cm ⁴
Cp =	9466043	Ce =	667 cm ⁴

Larghezza soletta collaborante con trave = 182.00

Coeff. di omogen. cls soletta / cls trave = 1.000

Theta = 0.990 Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della la trave che ha una eccentricita' $y = 455.000$ cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-546	-410	-273	-137	0	137	273	410	546
K0	-0.01	-0.13	-0.23	-0.26	-0.08	0.53	1.79	3.70	5.70
K1	0.07	0.11	0.18	0.33	0.59	1.02	1.69	2.52	3.11
K α	0.07	0.11	0.18	0.33	0.59	1.02	1.69	2.52	3.11

Si calcolano i coefficienti d'influenza del traverso nella sezione $y = 0.00$ ($y=0$ in asse travi).

$\mu\alpha$	-.0149	-.0153	-.0125	0.0062	0.0786	0.0062	-.0125	-.0153	-.0149
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

16. ANALISI DEI CARICHI

16.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	16.690 Kg/cm
(tratto d'estremita')	22.851 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	21.075

Vengono considerati ripartiti in egual modo tra tutte le travi e distribuiti uniformemente lungo x :

Paviment. (0.030 Kg/cm ²) (2a fase)	5.750 Kg/cm/trave
Peso dei cordoli (2a fase)	1.458

Viene considerato concentrato in direzione y e uniformemente distribuito in direzione x :

carico	Kg/cm	ecc. y	K Massonnet	μ Massonnet
guard-rail	1.5000	610.000	3.335	-.01471
guard-rail	1.5000	-610.000	0.053	-.01471
veletta	4.5000	645.000	3.469	-.01451
veletta	4.5000	-645.000	0.042	-.01451

16.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI

16.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

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

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

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

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi

TABELLA 1 INTENSITÀ DEI CARICHI CONCENTRATI Q_{ik} E DI QUELLI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI q_{ik} PER LE DIVERSE CORSIE

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]
Corsia Numero 1	30000	0.090
Corsia Numero 2	20000	0.025
Corsia Numero 3	10000	0.025
Altre corsie	0.00	0.025

Categoria ponte : 1^a

Disposizione carichi mobili per verificare la 1a trave:

Posizione	Intensità		Eccentricità (cm)	K Massonet
	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]		
Corsia Numero 1	30000	0.090	425.000	2.609
Corsia Numero 2	20000	0.025	125.000	0.978
Corsia Numero 3	10000	0.025	-175.000	0.278
Rimanente	0	0.025	-450.000	0.096

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

16.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

Tali azioni generano forze agenti nel piano x-y dell'impalcato (vd. Cap.8 Sistema di riferimento - L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente), ed in particolare lungo l'asse x longitudinale. Le suddette forze generano a loro volta delle sollecitazioni che risultano trascurabili considerata l'elevata rigidezza della struttura nel proprio piano. Pertanto nel valutare lo stato di sollecitazione delle travi in cap e della soletta collaborante non si considerano le azioni di frenamento o di accelerazione.

16.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico. Essendo questi ultimi più onerosi per la struttura il carico da neve non viene considerato. Per quanto riguarda il vento e le resistenze passive dei vincoli vale quanto già esplicitato in precedenza per frenatura ed accelerazione; tali carichi risultano significativi per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e per le sottostrutture.

17. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA

17.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)

Xsezione	taglio trefoli		cadute taglio trefoli - getto soletta		cadute getto soletta - tempo infinito	
	Nprec	Mprec	DNprec	DMprec	DNprec	DMprec
0	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-
44	-	-	-	-	-	-
66	478716	-10186288	-42586	906158	-39947	2698755
88	478716	-10186288	-42396	902115	-39526	2670313
110	478716	-10186288	-42210	898167	-39114	2642506
132	478716	-10186288	-42029	894306	-38712	2615312
154	478716	-10186288	-41852	890532	-38318	2588728
176	478716	-10186288	-41678	886844	-37934	2562756
198	478716	-10186288	-41509	883244	-37558	2537395
220	478716	-10186288	-41344	879730	-37192	2512645
242	478716	-10186288	-41183	876303	-36835	2488506
264	678181	-16091536	-72433	1718659	-63388	4435129
286	678181	-16091536	-72193	1712965	-62861	4398246
308	678181	-16091536	-71960	1707423	-62348	4362347

330	678181	-16091536	-71733	1702033	-61849	4327432
352	678181	-16091536	-71512	1696795	-61364	4293500
374	678181	-16091536	-71297	1691709	-60893	4260552
396	678181	-16091536	-71089	1686775	-60436	4228588
418	678181	-16091536	-70888	1681992	-59994	4197606
440	678181	-16091536	-70693	1677361	-59565	4167609
462	837753	-21495353	-102358	2626334	-84790	6095218
484	837753	-21495353	-102116	2620127	-84263	6057344
506	837753	-21495353	-101883	2614138	-83755	6020799
528	837753	-21495353	-101658	2608367	-83265	5985583
550	837753	-21495353	-101441	2602813	-82794	5951696
572	837753	-21495353	-101233	2597478	-82341	5919137
594	837753	-21495353	-101034	2592360	-81906	5887908
616	837753	-21495353	-100843	2587460	-81490	5858008
638	837753	-21495353	-100660	2582777	-81093	5829436
660	837753	-21495353	-100486	2578313	-80714	5802194
682	837753	-21495353	-100321	2574066	-80353	5776280
704	837753	-21495353	-100164	2570037	-80011	5751695
726	837753	-21495353	-100015	2566226	-79688	5728439
748	837753	-21495353	-99875	2562632	-79383	5706512
770	837753	-21495353	-99744	2559257	-79096	5685914
792	837753	-21495353	-99621	2556099	-78828	5666645
814	837753	-21495353	-99506	2553159	-78579	5648705
836	837753	-21495353	-99400	2550436	-78348	5632093
858	837753	-21495353	-99302	2547932	-78135	5616811
880	837753	-21495353	-99213	2545645	-77941	5602857

902	837753	-21495353	-99133	2543576	-77765	5590233
924	837753	-21495353	-99060	2541725	-77608	5578937
946	837753	-21495353	-98997	2540092	-77470	5568970
968	837753	-21495353	-98942	2538676	-77349	5560332
990	837753	-21495353	-98895	2537478	-77248	5553023
1012	837753	-21495353	-98857	2536498	-77165	5547043
1034	837753	-21495353	-98827	2535736	-77100	5542392
1056	837753	-21495353	-98806	2535191	-77054	5539070
1100	837753	-21495353	-98789	2534756	-77017	5536412

17.2.MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2 ^a fase	M var. 2 ^a fase
0	0	0	0	0
22	408528	504915	284496	1051749
44	805996	999629	563244	2081836
66	1192489	1484144	836245	3090261
88	1568880	1958458	1103498	4077024
110	1936457	2422571	1365004	5042125
132	2295921	2876485	1620763	5985564
154	2647307	3320198	1870774	6907341
176	2990615	3753710	2115038	7807457
198	3325846	4177023	2353554	8685910
220	3652998	4590135	2586324	9542702



242	3972073	4993047	2813345	10377832
264	4283070	5385758	3034620	11191299
286	4585989	5768270	3250147	11983105
308	4880830	6140581	3459926	12753249
330	5167593	6502691	3663958	13501732
352	5446278	6854602	3862243	14228552
374	5716886	7196312	4054781	14933710
396	5979416	7527821	4241571	15617207
418	6233868	7849131	4422613	16279041
440	6480242	8160240	4597909	16919214
462	6718538	8461149	4767456	17537724
484	6948756	8751857	4931257	18134573
506	7170897	9032366	5089310	18709760
528	7384960	9302674	5241616	19263285
550	7590945	9562781	5388174	19795148
572	7788852	9812689	5528985	20305349
594	7978681	10052396	5664049	20793889
616	8160432	10281902	5793365	21260766
638	8334106	10501209	5916934	21705982
660	8499702	10710315	6034755	22129535
682	8657219	10909221	6146829	22531427
704	8806659	11097926	6253156	22911657
726	8948022	11276432	6353735	23270225
748	9081306	11444737	6448567	23607131
770	9206512	11602841	6537651	23922375

792	9323641	11750746	6620988	24215957
814	9432692	11888450	6698578	24487877
836	9533665	12015953	6770420	24738135
858	9626560	12133257	6836515	24966732
880	9711377	12240360	6896863	25173667
902	9788117	12337263	6951463	25358939
924	9856778	12423965	7000316	25522550
946	9917362	12500468	7043421	25664499
968	9969868	12566770	7080779	25784786
990	10014296	12622871	7112390	25883411
1012	10050647	12668773	7138253	25960374
1034	10078919	12704474	7158369	26015675
1056	10099114	12729974	7172737	26049315
1100	10115269	12750375	7184232	26051608

17.3.TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 ^a fase	V var. 2 ^a fase
0	18821	23183	13062	48299
22	18318	22719	12801	47656
44	17815	22255	12540	47014
66	17328	21792	12279	46371
88	16899	21328	12017	45728
110	16523	20864	11756	45086



132	16156	20401	11495	44443
154	15789	19937	11234	43800
176	15421	19473	10972	43157
198	15054	19010	10711	42515
220	14687	18546	10450	41872
242	14320	18082	10189	41229
264	13953	17619	9927	40587
286	13585	17155	9666	39944
308	13218	16691	9405	39301
330	12851	16228	9144	38658
352	12484	15764	8882	38016
374	12117	15300	8621	37373
396	11750	14837	8360	36730
418	11382	14373	8099	36088
440	11015	13910	7837	35445
462	10648	13446	7576	34802
484	10281	12982	7315	34159
506	9914	12519	7054	33517
528	9547	12055	6792	32874
550	9179	11591	6531	32231
572	8812	11128	6270	31589
594	8445	10664	6009	30946
616	8078	10200	5747	30303
638	7711	9737	5486	29661
660	7343	9273	5225	29018

682	6976	8809	4964	28375
704	6609	8346	4702	27732
726	6242	7882	4441	27090
748	5875	7418	4180	26447
770	5508	6955	3919	25804
792	5140	6491	3657	25162
814	4773	6027	3396	24519
836	4406	5564	3135	23876
858	4039	5100	2874	23233
880	3672	4637	2612	22591
902	3305	4173	2351	21948
924	2937	3709	2090	21305
946	2570	3246	1829	20663
968	2203	2782	1567	20020
990	1836	2318	1306	19377
1012	1469	1855	1045	18734
1034	1102	1391	784	18092
1056	734	927	522	17449
1100	0	0	0	16164

17.4.

17.5.MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)

sezione (cm)	T accid. 2 ^a fase	T perm. 2 ^a fase
0	578734	887123
22	590241	882781
44	601748	878439
66	613254	874098
88	624761	869756
110	636268	865414
132	647775	861072
154	659282	856730
176	670788	852389
198	682295	848047
220	693802	843705
242	693226	831104
264	692649	818504
286	692073	805903
308	691496	793302
330	690920	780702
352	690343	768101
374	689767	755500
396	689190	742899
418	688614	730299
440	688037	717698
462	673660	698072

484	659282	678446
506	644905	658820
528	630527	639194
550	616150	619568
572	601772	599942
594	587395	580316
616	573017	560690
638	558640	541064
660	544262	521438
682	518514	496708
704	492766	471978
726	467019	447247
748	441271	422517
770	415523	397787
792	389775	373057
814	364027	348327
836	338280	323596
858	312532	298866
880	286784	274136
902	257060	246722
924	227335	219309
946	197611	191895
968	167887	164482
990	138163	137068
1012	108438	109654
1034	78714	82241



1056	48990	54827
1100	-10459	0

18. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA

Il momento massimo (che tende le fibre inferiori) dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato usando uno schema semplificato di trave semi - incastrata.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta e la pavimentazione.

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico associato allo Schema 2 illustrato nel D.M. 14.01.2008 - punto 5.1.3.3.5

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 35x65 cm) poste ad un interasse di 200 cm: il carico totale asse è pari a 400 kN.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato

con uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

SOLETTA - MOMENTI FLETTENTI - VALORI CARATTERISTICI			
<i>TIPO DI CARICO</i>	<i>GLOBALI</i>	<i>LOCALI,POSITIVI</i>	<i>LOCALI,NEGATIVI</i>
PERMANENTI	-	82,66	-82,66
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-211,1413269	33,06	-33,06
ACCIDENTALI (positivi)	1402,200952	1383,02	-
ACCIDENTALI (negativi)	-1115,068283	-	-1379,40

I valori sopra riportati andranno poi moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione a seconda dello stato limite considerato.

19. TRAVE PREFABBRICATA UH110

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 9466043.000

Area torsionale (per calcolo tensioni) = 11227.0000

Sezione larga 180.000 cm

Vertice n.	sezione di estremita'		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	-90.000	0.000	-90.000	0.000
2	-90.000	7.000	-90.000	7.000
3	-90.000	12.008	-90.000	12.008
4	-58.600	16.500	-58.600	16.500
5	-51.900	24.700	-51.900	24.700
6	-60.800	84.300	-60.800	84.300
7	-90.000	105.000	-90.000	105.000
8	-90.000	105.000	-90.000	105.000
9	-90.000	110.000	-90.000	110.000
10	-90.000	110.000	-90.000	110.000
11	-36.440	110.000	-50.500	110.000
12	-24.250	27.000	-38.200	28.100
13	-17.000	20.410	-31.300	21.600



14	0.000	19.000	0.000	19.000
15	17.000	20.410	31.300	21.600
16	24.250	27.000	38.200	28.100
17	36.440	110.000	50.500	110.000
18	90.000	110.000	90.000	110.000
19	90.000	110.000	90.000	110.000
20	90.000	105.000	90.000	105.000
21	90.000	105.000	90.000	105.000
22	60.800	84.300	60.800	84.300
23	51.900	24.700	51.900	24.700
24	58.600	16.500	58.600	16.500
25	90.000	12.008	90.000	12.008
26	90.000	7.000	90.000	7.000
27	90.000	0.000	90.000	0.000
28	90.000	0.000	90.000	0.000
29	-90.000	0.000	-90.000	0.000
Sezione in campata	Spessore complessivo anime	=	28.400	
	Area sezione di calcestruzzo	=	6675.856	
	quota z baricentro	=	41.685	
	J baricentrico	=	9497083.126	
Sezione di estremita'	Spessore complessivo anime	=	55.600	
	Area sezione di calcestruzzo	=	9140.439	
	quota z baricentro	=	48.202	
	J baricentrico	=	12163086.700	

20. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 42

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremita' della trave 18 guaine che annullano ivi l'effetto di altrettanti trefoli.

La lunghezza delle guaine (L guaine) e' quella reale, cioe' misurata dalla testata del manufatto.

quota z	n.trefoli	n.guaine	L guaine
105.00	2		
99.00			
80.00			
60.00			
43.50	2		
37.50			
31.50			
25.50			
20.50	2		
15.50	2		

10.50	14	10	200.00
5.50	20	8	400.00

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>				
57.00	33.360	19.875	8729.2	46.51	11842245
1100.00	58.380	14.905	6967.8	40.56	9836469

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
57.00	17159.2	85.07	38897063
1100.00	15397.8	86.79	37666361

Coeff. di omogeneizzazione E acc.precomp. / E cls trave = 6.00

Coeff. di omogeneizzazione E cls soletta / E cls trave = 1.00

Larghezza soletta collaborante con trave = 281.00

Tensione iniziale di precompressione = 14350.00

(nel determinare le forze di precompressione presenti nella sezione della trave si riduce prudenzialmente la tensione iniziale di tiro di 150 daN/cm² e quindi si utilizza una tensione iniziale sul trefolo pari a 14500-150 = 14350 kg/cm²)

21. CADUTE DI TENSIONE

21.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule:

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Classe 2	Trecce, filo o trefolo stabilizzato	$[\rho_{1000} = 2,5]$
--	----------	-------------------------------------	-----------------------

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato;

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

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

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

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo $t = 500000$ ore.

Si ottiene così:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 06.66 \times 2.5 \times e^{6.825} (500)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 4.87 \%$$

21.2.RITIRO DEL CALCESTRUZZO

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

$$\text{Eps cs} = 0.000300$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

$$\text{Delta } \sigma_{sp} = -(0.000300 \times 2000000) = -600.00$$

21.3.VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) al fine del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio si assume, secondo le norme (D.M. 14.01.2008 - punto 11.2.10.7), pari a 2.30 volte la deformazione elastica.

21.4.RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI

	Rilass.	Ritiro	Viscosità
Posa in tens. - taglio trefoli	0	0	0
Taglio trefoli - getto soletta	0.5	0.5	0.5
Getto soletta - tempo infinito	0.5	0.5	0.5

22. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

22.1.S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

22.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA

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

PRIMA FASE (SOLA TRAVE)

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto della soletta
- c) dopo il getto della soletta e del cls tra le travi

SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

Per la precompressione P , per le azioni permanenti G e per le azioni variabili considerate Q , si assumono, nella combinazione di carico allo

stato limite delle tensioni di esercizio

combinazione caratteristica (rara) $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

22.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI

PRIMA FASE (SOLA TRAVE)

a) al manifestarsi della precompressione

In base a quanto esposto nel capitolo precedente, le cadute di tensione maturate al momento del taglio dei trefoli sono:

per rilassamento acciaio 0.00

per ritiro calcestruzzo 0.00

Sforzo iniziale di precompressione (al taglio dei trefoli) :

$N_{pi} = A_{sp} \times (14350.00 - 0.00)$

$M_{pi} = N_{pi} \times (D_t - D_{sp})$

Subito dopo il taglio dei trefoli, si manifesta la precompressione nella trave che, inarcandosi, risulta sollecitata dallo sforzo di precompressione e dal peso proprio.

Si calcolano le tensioni, comprensive dell'effetto della caduta istantanea per deformazione elastica:

σ e all'estradosso della trave

σ i all'intradosso della trave

b) prima del getto della soletta

Nello spazio di tempo che intercorre tra il taglio dei trefoli e il getto della soletta si sono verificate le ulteriori cadute di tensione nell'acciaio:

per rilassamento acciaio -344.09

per ritiro calcestruzzo -300.00

che saranno costanti lungo la trave e perciò le stesse per tutte le sezioni di verifica, mentre

per viscosità $\Delta \sigma_{sp} = -(0.333 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$

dove σ_c è la tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dell'armatura di precompressione.

Si calcolano quindi i valori delle cadute di sforzo totale e momento di precompressione:

$$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$$

$$\Delta M_p = \Delta N_p \times (D_t - D_{sp})$$

Con questi valori si ricavano le tensioni risultanti ai lembi della trave prima del getto della soletta:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i e all'intradosso della trave

c) dopo il getto della soletta

Il momento dovuto al getto della soletta provoca un ulteriore incremento delle tensioni nella trave prefabbricata:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i e all'intradosso della trave

SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)

d) impalcato scarico

Le residue cadute di tensione nell'acciaio sono:

per rilassamento acciaio	-344.09
per ritiro calcestruzzo	-300.00

che saranno ancora costanti lungo la trave, mentre

$$\text{per viscosità} \quad \Delta\sigma_{sp} = -(0.667 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$$

con σ_c tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dei trefoli.

Vengono calcolati i valori finali della precompressione:

$$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$$

$$\Delta M_p = \Delta N_p \times (D_t - D_{sp})$$

Le tensioni nella sezione resistente trave+soletta diventano:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i i all'intradosso della trave

σ_s s al lembo superiore della soletta

σ_s s al lembo inferiore della soletta

e) impalcato carico

Vengono sommate alle tensioni calcolate al punto d) le tensioni dovute alla sovrastruttura ed ai carichi mobili.

Si ottiene:

σ_e e all'estradosso della trave

σ_i i all'intradosso della trave

σ_s s al lembo superiore della soletta

σ_s s al lembo inferiore della soletta

22.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA

sezione (cm)	FASE A		FASE B		FASE C	
	σ sup	σ inf	σ sup	σ inf	σ sup	σ inf
66	6,145	108,106	6,351	98,039	16,882	91,744
88	8,816	106,509	9,021	96,487	22,917	88,181
110	11,424	104,950	11,628	94,972	28,817	84,697
132	13,974	103,426	14,178	93,491	34,588	81,290
154	16,468	101,935	16,670	92,042	40,228	77,960
176	18,904	100,479	19,105	90,627	45,739	74,706
198	21,282	99,058	21,483	89,245	51,121	71,529
220	23,603	97,670	23,803	87,897	56,373	68,428
242	25,867	96,317	26,067	86,581	61,495	65,404
264	14,509	147,493	16,198	129,827	54,330	107,306
286	16,654	146,226	18,337	128,619	59,177	104,498
308	18,741	144,994	20,419	127,443	63,895	101,765
330	20,772	143,794	22,444	126,299	68,484	99,107
352	22,745	142,629	24,412	125,188	72,943	96,524
374	24,661	141,497	26,323	124,108	77,273	94,016
396	26,519	140,400	28,177	123,061	81,474	91,582
418	28,321	139,336	29,974	122,046	85,546	89,224
440	30,065	138,305	31,714	121,064	89,489	86,940
462	15,921	181,168	19,770	155,647	79,498	120,756
484	17,546	180,219	21,386	154,758	83,167	118,668
506	19,114	179,302	22,946	153,901	86,706	116,653
528	20,625	178,420	24,448	153,074	90,117	114,712

550	22,079	177,570	25,894	152,278	93,399	112,844
572	23,476	176,754	27,283	151,514	96,552	111,049
594	24,816	175,971	28,616	150,781	99,577	109,328
616	26,099	175,222	29,892	150,079	102,473	107,679
638	27,325	174,506	31,111	149,408	105,240	106,104
660	28,494	173,823	32,273	148,769	107,879	104,602
682	29,606	173,173	33,379	148,161	110,389	103,174
704	30,661	172,557	34,428	147,584	112,770	101,819
726	31,659	171,974	35,420	147,038	115,022	100,537
748	32,600	171,424	36,356	146,523	117,146	99,328
770	33,484	170,908	37,235	146,039	119,141	98,192
792	34,310	170,425	38,057	145,587	121,007	97,130
814	35,080	169,975	38,822	145,166	122,745	96,141
836	35,793	169,559	39,531	144,776	124,353	95,225
858	36,449	169,176	40,183	144,417	125,834	94,383
880	37,048	168,826	40,779	144,090	127,185	93,614
902	37,589	168,510	41,317	143,793	128,408	92,918
924	38,074	168,227	41,799	143,528	129,502	92,295
946	38,502	167,977	42,225	143,294	130,467	91,746
968	38,872	167,760	42,593	143,092	131,304	91,269
990	39,186	167,577	42,905	142,920	132,012	90,866
1012	39,442	167,427	43,160	142,780	132,591	90,537
1034	39,642	167,311	43,359	142,670	133,041	90,280
1056	39,785	167,227	43,500	142,592	133,363	90,097
1100	39,899	167,161	43,614	142,530	133,620	89,951

sezione (cm)	FASE D			FASE E		
	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
66	15,917	82,732	1,230	18,319	73,425	6,826
88	21,963	79,264	1,217	25,132	66,985	8,600
110	27,873	75,873	1,205	31,792	60,686	10,335
132	33,653	72,557	1,192	38,306	54,528	12,031
154	39,303	69,315	1,180	44,673	48,509	13,689
176	44,823	66,148	1,168	50,894	42,629	15,308
198	50,214	63,056	1,157	56,967	36,889	16,888
220	55,474	60,038	1,145	62,894	31,289	18,430
242	60,605	57,094	1,134	68,675	25,828	19,932
264	52,923	92,818	2,161	61,663	59,603	22,343
286	57,782	90,131	2,143	67,141	54,563	23,754
308	62,511	87,516	2,125	72,472	49,660	25,127
330	67,111	84,972	2,108	77,657	44,892	26,461
352	71,581	82,499	2,092	82,696	40,259	27,757
374	75,922	80,099	2,076	87,588	35,763	29,015
396	80,133	77,770	2,060	92,334	31,402	30,234
418	84,215	75,512	2,045	96,933	27,176	31,415
440	88,167	73,327	2,030	101,386	23,087	32,557
462	77,748	101,205	3,104	91,492	49,809	34,613
484	81,427	99,238	3,085	95,639	46,090	35,669
506	84,977	97,341	3,066	99,641	42,503	36,686
528	88,398	95,512	3,048	103,497	39,048	37,665
550	91,689	93,753	3,031	107,207	35,726	38,606



572	94,852	92,063	3,014	110,771	32,535	39,509
594	97,886	90,441	2,998	114,189	29,477	40,374
616	100,790	88,889	2,983	117,461	26,551	41,201
638	103,566	87,405	2,968	120,586	23,757	41,990
660	106,212	85,991	2,955	123,566	21,095	42,741
682	108,729	84,646	2,941	126,400	18,565	43,454
704	111,117	83,369	2,929	129,088	16,168	44,129
726	113,377	82,162	2,917	131,630	13,902	44,765
748	115,506	81,023	2,906	134,026	11,769	45,364
770	117,507	79,954	2,895	136,276	9,768	45,925
792	119,379	78,953	2,886	138,380	7,899	46,447
814	121,122	78,022	2,876	140,339	6,162	46,932
836	122,736	77,160	2,868	142,151	4,557	47,379
858	124,220	76,366	2,860	143,817	3,085	47,787
880	125,576	75,642	2,853	145,337	1,745	48,158
902	126,802	74,986	2,847	146,711	0,536	48,490
924	127,899	74,400	2,841	147,939	-0,540	48,784
946	128,867	73,882	2,836	149,021	-1,483	49,041
968	129,706	73,434	2,831	149,958	-2,295	49,259
990	130,416	73,054	2,828	150,748	-2,975	49,439
1012	130,997	72,744	2,825	151,392	-3,522	49,582
1034	131,449	72,502	2,822	151,890	-3,937	49,686
1056	131,772	72,330	2,821	152,243	-4,220	49,752
1100	132,030	72,192	2,819	152,509	-4,390	49,770

22.2.S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per il calcolo delle frecce in mezzera della trave prefabbricata si ritiene opportuno ridurre l'effetto della viscosità del calcestruzzo moltiplicandolo per il coefficiente 0.5000

Per la precompressione P , per le azioni permanenti G e per le azioni variabili considerate Q , si assumono, nella combinazione di carico allo stato limite di deformabilità

combinazione caratteristica (rara) $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

Al taglio dei trefoli

azioni considerate :
- Precompressione
- Peso proprio trave

Modulo di elasticità E_{cls} = 250000.00 Kg/cm²

J trave = 9836469.4562 cm⁴
 f1 (freccia in mezzeria trave) = -3.22 cm (1/ 684 L)

Dopo il getto eseguito in opera

azioni considerate :
 - Viscosita' 1a fase =
 = 0.500 x 2.300 x f1 x 0.500
 - Peso soletta

Modulo di elasticita' cls = 300000.00 Kg/cm²
 J trave = 9836469.4562 cm⁴
 f2 (freccia dopo getto in opera) = -2.72 cm (1/ 808 L)

A impalcato scarico

ulteriori azioni considerate :
 - Viscosita' 2a fase =
 = 0.500 x 2.300 x f2 x 0.500
 - Peso pavimentazione
 - Peso dei cordoli

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm²
J trave + soletta = 37666361.0001 cm⁴
f3 (freccia a impalcato scarico) = -2.87 cm (1/ 763 L)

Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm²
J trave + soletta = 37666361.0001 cm⁴
freccia dovuta ai carichi mobili = 0.85 cm (1/ 2502 L)

22.3.S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nell'ipotesi di condizioni ambientali ordinarie e di armature sensibili, si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

I - COMBINAZIONE DI AZIONI QUASI PERMANENTE

combinazione quasi permanente $F_I = G_1 + G_2 + P + Q\psi_2$

ed essendo $\psi_2 = 0$ risulta $F_I = G_1 + G_2 + P$

dove

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione F_I :

σ_e e) 136.46

σ_i 55.64

Non si verifica decompressione come previsto dalle Norme

II - COMBINAZIONE DI AZIONI FREQUENTI

combinazione frequente $F_{II} = G_1 + G_2 + P + Q\psi_1$

ed essendo $\psi_1 = 0.75$ risulta $F_{II} = G_1 + G_2 + P + 0.75Q$

Dove

G_1 = permanenti strutturali

G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

$\psi_1 = 0.75$ (strutture principali con L_c compresa fra 10 e 100 m)

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione F_{II} :

σ_e e) 146.71

σ_i 17.29

Non si verifica decompressione

23. STATI LIMITE ULTIMI

23.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

Il criterio adottato per la verifica a rottura è valido solo per travi con soletta collaborante: esso presuppone che la rottura avvenga per strappamento dell'acciaio inferiore da precompressione, considerando il lembo superiore del calcestruzzo della soletta deformato allo 0.35%. In tali ipotesi vengono considerati solo i trefoli ai livelli più bassi, ovvero i trefoli che hanno una deformazione $\geq 1\%$ quando i trefoli del livello più basso hanno una deformata del 6% ed il calcestruzzo si considera al 3,5%; lo sforzo massimo sopportabile da queste armature è pari all'area di acciaio moltiplicata per la tensione di rottura f_{ptk} . Il momento di rottura, pertanto, viene calcolato moltiplicando questo sforzo per un braccio pari a 0,9 per la distanza tra il baricentro del livello inferiore dei trefoli e il lembo superiore della soletta. La formula è la seguente

$$M_{rdu,c} = 0,9 * (H_{tr+sol} - y_{tr}) * N_{tr} * A_{tr} * f_{ptk} / 1.15$$

dove

H_{tr+sol} = altezza complessiva trave più soletta

y_{tr} = baricentro dei trefoli inferiori considerati

N_{tr} = numero dei trefoli inferiori considerati

A_{tr} = area del trefolo

Il momento flettente sollecitante ultimo risulta dalla seguente

Combinazione fondamentale (SLU) $G_1\gamma_{g1} + G_2\gamma_{g2} + Q\gamma_q$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti G_1	1,35
Permanenti non strutturali G_2	1,50
Traffico Q	1,35

ed è pari a:

$$M_{Ed} = \gamma_{g1} M_{g1k} + \gamma_{g2} M_{g2k} + \gamma_q M_{qk}$$

Sostituendo si hanno i seguenti valori:

$$M_{rdu,c} = 107146517 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 76814638 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.39$

23.2.S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

23.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO

Il taglio sollecitante ultimo risulta pari a:

$$V_{Ed} = \gamma_g V_{gk} + \gamma_q V_{qk}$$

Il momento torcente sollecitante ultimo risulta pari a:

$$T_{Ed} = \gamma_g T_{gk} + \gamma_q T_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti G_1	1,35
Permanenti non strutturali G_2	1,50
Traffico Q	1,35

Nel caso di sollecitazioni composte, occorre verificare che:

$$V_{Ed}/V_{Rcd} + T_{Ed}/T_{Rcd} \leq 1$$

dove

la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

la resistenza per sollecitazioni torcenti del calcestruzzo si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \times A \times f_{cd}' \times (\text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove

b_w è la larghezza minima della sezione

d è l'altezza utile della sezione

α_c è un coefficiente maggiorativo (posto pari a 1)

f_{cd}' è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$$(f_{cd}' = 0,5f_{cd})$$

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

X _{sezione}	V _{Ed}	T _{Ed}	V _{Rcd}	T _{Rcd}	VERIFICA<1
0	141502	2111975	466349	42551414	0,353
22	138937	2120997	466349	42551414	0,348
44	136373	2130018	466349	42551414	0,342
66	133831	2139040	265361	38837275	0,559
88	131365	2148061	259170	37925061	0,564
110	128972	2157083	252636	36962992	0,569
132	126591	2166104	245835	35962305	0,575
154	124210	2175126	238851	34935318	0,582
176	121829	2184147	231763	33893612	0,590
198	119448	2193169	224641	32847237	0,598
220	117066	2202190	217542	31804695	0,607
242	114685	2182511	210306	30742452	0,616
264	112304	2162832	206953	29574706	0,616
286	109923	2143152	205340	29344286	0,608
308	107542	2123473	205340	29344286	0,596
330	105161	2103794	205340	29344286	0,584
352	102780	2084114	205340	29344286	0,572
374	100398	2064435	205340	29344286	0,559
396	98017	2044756	205340	29344286	0,547
418	95636	2025076	205340	29344286	0,535
440	93255	2005397	205340	29344286	0,522
462	90874	1956548	205340	29344286	0,509
484	88493	1907700	205340	29344286	0,496
506	86112	1858851	205340	29344286	0,483



528	83730	1810002	205340	29344286	0,469
550	81349	1761154	205340	29344286	0,456
572	78968	1712305	205340	29344286	0,443
594	76587	1663457	205340	29344286	0,430
616	74206	1614608	205340	29344286	0,416
638	71825	1565759	205340	29344286	0,403
660	69444	1516911	205340	29344286	0,390
682	67063	1445056	205340	29344286	0,376
704	64681	1373201	205340	29344286	0,362
726	62300	1301346	205340	29344286	0,348
748	59919	1229491	205340	29344286	0,334
770	57538	1157637	205340	29344286	0,320
792	55157	1085782	205340	29344286	0,306
814	52776	1013927	205340	29344286	0,292
836	50395	942072	205340	29344286	0,278
858	48013	870217	205340	29344286	0,263
880	45632	798362	205340	29344286	0,249
902	43251	717114	205340	29344286	0,235
924	40870	635866	205340	29344286	0,221
946	38489	554618	205340	29344286	0,206
968	36108	473370	205340	29344286	0,192
990	33727	392121	205340	29344286	0,178
1012	31345	310873	205340	29344286	0,163
1034	28964	229625	205340	29344286	0,149
1056	26583	148377	205340	29344286	0,135
1100,0	21821	-14120	205340	29344286	0,107

23.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \times \sin\alpha$$

Con riferimento alle staffe trasversali, la resistenza di calcolo per sollecitazioni torcenti si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \times A \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times \operatorname{ctg}\theta$$

dove

d è l'altezza utile della sezione

f_y è la resistenza di calcolo dell'armatura

A_{sw} è l'area delle staffe

s è il passo delle staffe

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE D'ARTE MAGGIORI
SP0 01 'PONTE SU CANALE DIVERSIVO BURANA IV'
RELAZIONE DI CALCOLO

trave

X_{sezione}	armatura	armatura	Armatura	staffe
	V_{Ed}	T_{Ed}	A_{sw} / s	
0	0,299	0,023	0,346	4 ϕ 12/10
22	0,293	0,024	0,340	4 ϕ 12/10
44	0,288	0,024	0,335	4 ϕ 12/10
66	0,183	0,015	0,214	4 ϕ 12/10
88	0,170	0,015	0,199	4 ϕ 12/10
110	0,158	0,014	0,186	4 ϕ 12/10
132	0,147	0,013	0,174	4 ϕ 12/10
154	0,137	0,013	0,162	4 ϕ 12/10
176	0,128	0,012	0,152	4 ϕ 12/10
198	0,119	0,011	0,142	4 ϕ 12/10
220	0,111	0,011	0,133	4 ϕ 12/10
242	0,103	0,010	0,124	4 ϕ 12/20
264	0,096	0,010	0,115	4 ϕ 12/20
286	0,093	0,010	0,112	4 ϕ 12/20
308	0,091	0,009	0,110	4 ϕ 12/20
330	0,089	0,009	0,107	4 ϕ 12/20
352	0,087	0,009	0,105	4 ϕ 12/20
374	0,085	0,009	0,103	4 ϕ 12/20
396	0,083	0,009	0,101	4 ϕ 12/20
418	0,081	0,009	0,099	4 ϕ 12/20
440	0,079	0,009	0,097	4 ϕ 12/20
462	0,077	0,009	0,094	4 ϕ 12/20
484	0,075	0,008	0,092	4 ϕ 12/20

506	0,073	0,008	0,089	4φ12/20
528	0,071	0,008	0,087	4φ12/20
550	0,069	0,008	0,084	4φ12/20
572	0,067	0,008	0,082	4φ12/20
594	0,065	0,007	0,079	4φ12/20
616	0,063	0,007	0,077	4φ12/20
638	0,061	0,007	0,075	4φ12/20
660	0,059	0,007	0,072	4φ12/20
682	0,057	0,006	0,069	4φ12/20
704	0,055	0,006	0,067	4φ12/20
726	0,053	0,006	0,064	4φ12/20
748	0,051	0,005	0,062	4φ12/30
770	0,049	0,005	0,059	4φ12/30
792	0,047	0,005	0,056	4φ12/30
814	0,045	0,004	0,054	4φ12/30
836	0,043	0,004	0,051	4φ12/30
858	0,041	0,004	0,048	4φ12/30
880	0,039	0,004	0,046	4φ12/30
902	0,037	0,003	0,043	4φ12/30
924	0,035	0,003	0,040	4φ12/30
946	0,033	0,002	0,037	4φ12/30
968	0,030	0,002	0,035	4φ12/30
990	0,028	0,002	0,032	4φ12/30
1012	0,026	0,001	0,029	4φ12/30
1034	0,024	0,001	0,026	4φ12/30
1056	0,022	0,001	0,024	4φ12/30



1100,0	0,018	0,000	0,019	4φ12/30
--------	-------	-------	-------	---------

23.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio.

La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati).

Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo, a partire dalla testata della trave. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7

Taglio totale = V_{Ed} = 141502 kg

Numero di trefoli attivi = 20

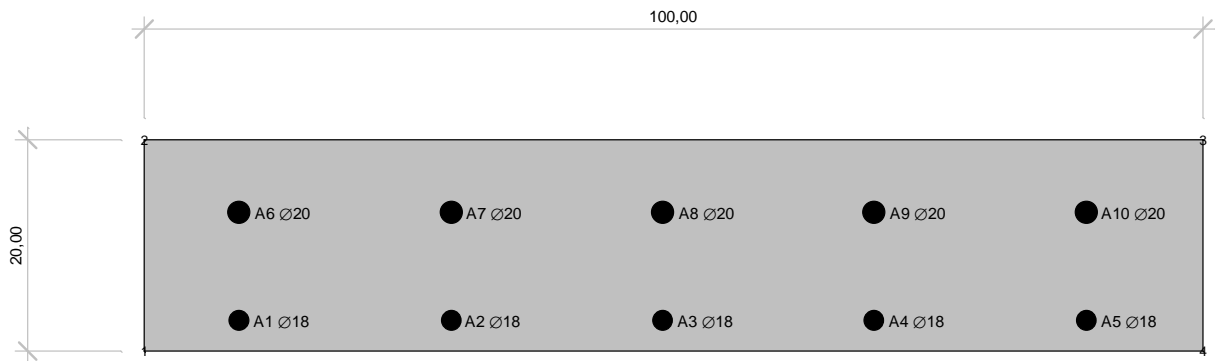
Tensione trefoli attivi = 4272.56

Compressione totale = 118777.05

Si dispongono: 8 ϕ 16 + 2 ϕ 24 As = 25.13 a quota 8.00

Tensione nell'armatura: 904.30

24. VERIFICA DELLA SOLETTA



Caratteristiche geometriche

Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,00	0,00
2	-50,00	20,00
3	50,00	20,00
4	50,00	0,00

Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-41,00	2,90	2,54	18
2	-21,00	2,90	2,54	18
3	-1,00	2,90	2,54	18
4	19,00	2,90	2,54	18
5	39,00	2,90	2,54	18
6	-41,00	13,10	3,14	20
7	-21,00	13,10	3,14	20
8	-1,00	13,10	3,14	20
9	19,00	13,10	3,14	20
10	39,00	13,10	3,14	20

Sezione di calcestruzzo :

Area= 2000,00

Coordinate baricentro: x= 0,00 y= 10,00

$J_{xx} = 66666,67$

$J_{yy} = 1666667,00$

Sezione di c.a.

Area= 2426,47

Coordinate baricentro: x= -0,18 y= 9,74

$J_{xx} = 78391,01$

$J_{yy} = 2008195,00$

24.1.S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE

Per le azioni permanenti e per le azioni variabili si assumono, nelle combinazioni di carico agli stati limite delle tensioni di esercizio, coefficienti $\gamma_g = \gamma_q = 1$.

N.B. Nelle verifiche seguenti i valori di compressione hanno segno negativo.

Combinazioni caratteristiche (rare) :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-268979	0
2	0	0,00	0,00	282133	0

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-199349	0
2	0	0,00	0,00	219771	0

Combinazioni quasi permanenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	9542	0
2	0	0,00	0,00	32686	0

CRITERI PER LO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq 1,2 f_{ctm}$$

dove f_{ctm} è definito nel punto 11.2.10.2 del D.M. 14/01/2008;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della

sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in oggetto si ha una classe di esposizione XC3-XD1-XF4: si considerano, pertanto, condizioni ambientali aggressive.

Le armature si distinguono in due gruppi:
armature sensibili (acciai da precompresso);
armature poco sensibili (acciai ordinari).

Dalla Tabella 4.1.IV (punto 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14/01/08) si indicano i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra descritte:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	ARMATURA			
			SENSIBILE		POCO SENSIBILE	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Molto aggressiva	frequente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$ (0.2 mm)
		quasi permanente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$ (0.2 mm)

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 .

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza caratteristica w_m delle lesioni si valuta attraverso l'espressione

$$w_m = s_{r,max} (\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m})$$

essendo

$s_{r,max}$ il massimo interasse fra le lesioni

$\epsilon_{s,m}$ il valore medio della deformazione dell'acciaio sotto la combinazione di azioni considerata, includente l'effetto delle deformazioni impresse e del contributo irrigidente del calcestruzzo.

Per le armature di precompressione $\epsilon_{s,m}$ rappresenta la deformazione al di là dello stato di deformazione nulla nel calcestruzzo posto allo stesso livello.

$\epsilon_{c,m}$ la deformazione media del calcestruzzo fra le lesioni.

La differenza ($\varepsilon_{s,m} - \varepsilon_{c,m}$) può valutarsi mediante l'espressione

$$(\varepsilon_{s,m} - \varepsilon_{c,m}) = [\sigma_s - (k_t f_{ct,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}))] / E_s \geq 0.6 (\sigma_s / E_s)$$

essendo

σ_s la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata.

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff}$$

$k_t = 0.6$ per carico di breve durata, $k_t = 0.4$ per carico di lunga durata

In situazioni ove l'armatura è posta con spaziatura ragionevolmente piccola, ovvero inferiore a $5(c + \phi/2)$, la massima distanza fra le lesioni può valutarsi mediante la relazione

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

essendo

c il copriferro

k_1 un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di aderenza delle barre, per il quale si pone $k_1 = 0.8$ per barre ad aderenza migliorata, $k_1 = 0.6$ per

armature lisce

$$k_2 = 1$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

ϕ il diametro delle barre

RISULTATI DELLE VERIFICHE

Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M_{max}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=13,50$ a $x=50,00$ $y=13,50$

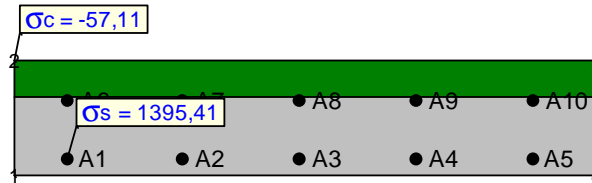
parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 30635,95$ $S_{n-n} = 2115,39$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	0,00
2	-57,11
3	-57,11
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	1395,41
2	1395,41
3	1395,41
4	1395,41
5	1395,41
6	52,09
7	52,09
8	52,09
9	52,09
10	52,09



Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M min

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=5,27$ a $x=50,00$ $y=5,27$

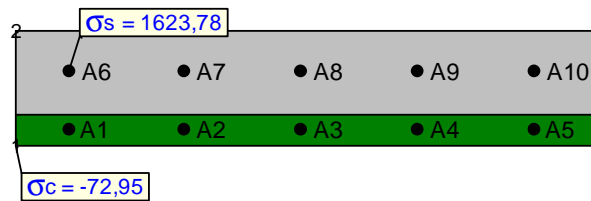
parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 20396,32$ $S_{n-n} = 1843,95$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-72,95
2	0,00
3	0,00
4	-72,95

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-492,60
2	-492,60
3	-492,60
4	-492,60
5	-492,60
6	1623,78
7	1623,78
8	1623,78
9	1623,78
10	1623,78



Combinazione frequente: verifica a M_{max}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=13,50$ a $x=50,00$ $y=13,50$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 30635,95$ $S_{n-n} = 2115,39$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	0,00
2	-42,32
3	-42,32
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	1034,18
2	1034,18
3	1034,18
4	1034,18
5	1034,18
6	38,61
7	38,61
8	38,61
9	38,61
10	38,61

Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18.00	mm	
A _s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	29	mm	
n° barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A' _s : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	69	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	19.9	kNm	
E _s : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	0.0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10)^0,3](1+φ)	33'346	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	6.30		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	48	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	5.92	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	95.52	N/mm ²	
σ' _s : Tensione acciaio compresso	-16.29	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{rcfd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A' _s)]	216'026	mm ²	
S : momento statico	2.13E+07	mm ³	
Y _e : baricentro [S/A]	99	mm	
J : momento d'inerzia	7.14E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _e]	7.25E+06	mm ³	
f _{ctm}	3.02		resistenza media traz. semplice
σ _i : f _{ctm} /1,2	2.52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _i *W	18.27	kNm	
M_{fess} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A _{ce} : Area "effettiva" cls = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	50657.1	mm ²	
ρ: rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0.0251		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0.20	mm	
i: distanza tra barre tese	200	mm	
k ₁	0.4		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k ₁	0.80		barre aderenza migliorata
k ₂	0.50		flessione
k ₃	3.40		
k ₄	0.425		
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
limite spaziatura barre : 5*(r+f/2)	145	mm	
Δ _{smax} = k ₃ *r + k ₁ *k ₂ *k ₄ *φ/ρ	190	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{rm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k ₁ *f _{ctm} /ρ*(1+α*ρ))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0.000273		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = s _{rm} *ε _{sm}	0.052	mm	<w _{amm} =0.2

Combinazione frequente: verifica a Mmin

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=5,27$ a $x=50,00$ $y=5,27$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 20396,32$ $S_{n-n} = 1843,95$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-56,83
2	0,00
3	0,00
4	-56,83

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-383,72
2	-383,72
3	-383,72
4	-383,72
5	-383,72
6	1264,86
7	1264,86
8	1264,86
9	1264,86
10	1264,86

Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n° barre armatura tesa	5		
ϕ : Diametro medio armatura tesa	18.00	mm	
A_s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+ ϕ /2]	69	mm	
n° barre armatura compressa	5		
ϕ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A'_s : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ /2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	22.0	kNm	
E_s : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0.0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	33'346	N/mm ²	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6.30		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	37	mm	
σ_c : Tensione calcestruzzo	9.24	N/mm ²	
σ_s : Tensione acciaio teso	147.37	N/mm ²	
σ'_s : Tensione acciaio compresso	12.69	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fctd}"			
A : Area sezione omogeneizzata [$b * h + \alpha * (A_s + A'_s)$]	216'026	mm ²	
S : momento statico	2.19E+07	mm ³	
Y_a : baricentro [S/A]	101	mm	
J : momento d'inerzia	7.14E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7.04E+06	mm ³	
f_{ctm}	3.02		resistenza media traz. semplice
$\sigma_c = f_{ctm} / 1,2$	2.52	N/mm ²	
$M_{fess} = \sigma * W$	17.74	kNm	
M_{fess} < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			
Verifica allo stato limite di apertura delle fessure			
Elementi preparatori			
A_{ce} : Area "effettiva" cls = Min[$b * (2,5 * (h - d))$; $b * (h - y) / 3$; $b * h / 2$]	54304.4	mm ²	
ρ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0.0234		
w_{amm} : apertura ammissibile fessura	0.20	mm	
i_i : distanza tra barre tese	200	mm	
k_1	0.6		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k_1	0.80		barre aderenza migliorata
k_2	0.50		flessione
k_3	3.40		
k_4	0.425		
Distanza media tra le fessure "Δ_{smax}"			
limite spaziatura barre : $5 * (r + f / 2)$	345	mm	
$\Delta_{smax} = k_3 * r + k_1 * k_2 * k_4 * \phi / \rho$	335	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ϵ_{rm}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max} [(\sigma_s - k_1 * f_{ctm} / \rho * (1 + \alpha * \rho)) / E_s]$; $0,6 * \sigma_s / E_s$	0.000421		
Apertura delle fessure "w_k"			
$w_d = s_{rm} * \epsilon_{sm}$	0.141	mm	<w _{amm} =0.2

Combinazione quasi permanente: verifica a M_{max}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=5,27$ a $x=50,00$ $y=5,27$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 20396,32$ $S_{n-n} = 1843,95$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-2,47
2	0,00
3	0,00
4	-2,47

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-16,66
2	-16,66
3	-16,66
4	-16,66
5	-16,66
6	54,92
7	54,92
8	54,92
9	54,92
10	54,92

Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n ^t : barre armatura tesa	3		
φ : Diametro medio armatura tesa	18.00	mm	
A _s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	69	mm	
n ^c : barre armatura compressa	3		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _s ' : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	0.9	kNm	
E _c : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	1.5		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
E _{cm} = [22000*(f _{ck} +8)/10]^0.3(1+φ)	13'338	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	15.74		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	0.24	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	6.35	N/mm ²	
σ _s ' : Tensione acciaio compresso	1.59	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _s ')]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2.48E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7.84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7.59E+06	mm ³	
f _{ctm}	3.02		resistenza media traz. semplice
σ _t : f _{ctm} /1.2	2.52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _t *W	19.12	kNm	
M _{fess} > M : OK			

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmin

asse neutro: da x=-50,00 y=5,27 a x=50,00 y=5,27

parametri riferiti all'asse neutro: J_{n-n} = 20396,32 S_{n-n} = 1843,95 b_{n-n} = 100,00

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-8,45
2	0,00
3	0,00
4	-8,45

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-57,07
2	-57,07
3	-57,07
4	-57,07
5	-57,07
6	188,12
7	188,12
8	188,12
9	188,12
10	188,12

Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
Materiali			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : f_{ck}	32	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r' : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r'' : Ricoprimento barre compresse	20	mm	
n' : barre armatura tesa	3		
φ : Diametro medio armatura tesa	18.00	mm	
A _s : Armatura tesa	1'272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r'+φ/2]	69	mm	
n'' : barre armatura compressa	3		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _s ' : Armatura compressa	1'272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	3.3	kNm	
E _c : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità φ	1.5		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
E _{cm} = [22000*((f _{ck} +8)/10)^0.3](1+φ)	13'338	N/mm ²	
α = E _s /E _{cm}	15.74		rapporto moduli elastici
Verifica a flessione			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	49	mm	
σ _c : Tensione calcestruzzo	0.89	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	23.07	N/mm ²	
σ _s ' : Tensione acciaio compresso	5.79	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _s ')]	240'064	mm ²	
S : momento statico	2.48E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	103	mm	
J : momento d'inerzia	7.84E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7.59E+06	mm ³	
E _{cm}	3.02		resistenza media traz. semplice
σ _t : f _{ctm} /1.2	2.52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _t *W	19.12	kNm	
M _{fess} > M : OK			

24.2.S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti

Permanenti	1,35
Permanenti non strutturali	1,50
Traffico	1,35
Variabili	1,50

Dati generali

PRELIM ed. 8.16 - 3/2010 procedura FindLim 1.1 - SIGMAC Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm Forze: Kgf Angoli: DEG

Caratteristiche geometriche

Sezione :

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-50,00	0,00
2	-50,00	20,00
3	50,00	20,00
4	50,00	0,00

Armature longitudinali :

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-41,00	2,90	2,54	18
2	-21,00	2,90	2,54	18
3	-1,00	2,90	2,54	18
4	19,00	2,90	2,54	18
5	39,00	2,90	2,54	18
6	-41,00	13,10	3,14	20
7	-21,00	13,10	3,14	20
8	-1,00	13,10	3,14	20
9	19,00	13,10	3,14	20
10	39,00	13,10	3,14	20

Materiali

Sezione: C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1,500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0,85

Fattore di conversione Rck ----> fck= 0,83

Resistenza caratteristica cubica Rck= 407,74

Resistenza di calcolo 0.85 x fcd= 159.91

Armatura: B450

Fattore di sicurezza parziale= 1,150

Resistenza caratteristica fyk= 4587,16

Resistenza di calcolo fyd= 3988,83

Momenti di rottura in flessione retta

angolo asse neutro		M	ϵ_{sup}	Y	ϵ_{inf}	Y
(+)	14,35	-866936	-0,00350	20,00	0,00709	2,90
(-)	3,47	707758	0,00973	13,10	-0,00350	0,00

VERIFICA:

$$Mu(+) = 360451 < 866936 \text{ Kgcm/m}$$

$$Mu(-) = 384542 < 707758 \text{ Kgcm/m}$$