



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

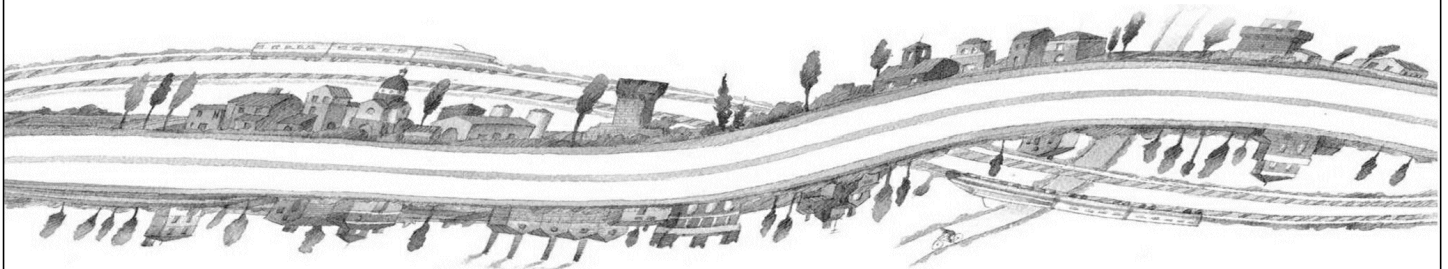
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO06 - PONTE SUL CANALE SABBIONCELLO

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

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

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

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



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:
2392	PD	0	A14	APO06	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. Paragliaia.....	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>	31
6.3.2.	Verifiche SLU.....	33
6.3.2.1	<i>Taglio</i>	33
6.3.2.2	<i>Pressoflessione</i>	37
6.3.3.	Verifiche SLE.....	39
6.3.3.1	<i>Fessurazione</i>	39
6.3.3.2	<i>Deformazione</i>	42
6.4.	ORECCHIE.....	45
6.4.1.	Azioni.....	45
6.4.1.1	<i>SLU</i>	45
6.4.1.2	<i>SLE</i>	46
6.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche.....	46
6.4.2.1	<i>SLE</i>	46
6.4.2.2	<i>SLU</i>	49
6.5.	PARAGHIAIA.....	53
6.5.1.1	<i>Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica</i>	53
6.5.1.2	<i>Sollecitazioni – SLU: Fase Statica</i>	54
6.5.1.3	<i>Sollecitazioni – SLE</i>	54
6.5.1.4	<i>Verifiche SLE: Fessurazione</i>	54
6.5.1.5	<i>Verifiche SLU: Taglio</i>	56
6.5.1.6	<i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	57
6.6.	PULVINO.....	58
6.6.1.	Armatura longitudinale.....	58
6.6.2.	Armatura trasversale e di parete.....	60
6.7.	SINTESI ARMATURE.....	61
6.7.1.	Pali (Ø1200).....	61
6.7.2.	Pulvino.....	61
6.7.3.	Paraghiaia.....	61
6.7.4.	Orecchie.....	61
6.7.5.	Baggioli.....	62
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: APPOGGI, GIUNTI E BAGGIOLI	63
7.1.	APPOGGI E GIUNTI.....	63
7.1.1.	Azioni statiche.....	63
7.1.2.	Azioni sismiche.....	64
7.2.	BAGGIOLI.....	64
8.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	66
	ALLEGATO: IMPALCATO IN C.A.	67
9.	UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	68

10. DATI GEOMETRICI IMPALCATO	69
11. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	71
12. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	72
13. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI	73
13.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55	73
13.2. CALCESTRUZZO PER SOLETTA E TRAVERSI C32/40	75
13.3. ACCIAIO PER C.A.P.	76
13.4. ACCIAIO B450C	78
14. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	79
15. SISTEMA DI RIFERIMENTO	83
16. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	84
17. ANALISI DEI CARICHI	86
17.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI	86
17.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	87
17.2.1. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	87
17.2.2. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	89
17.2.3. AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI	89
18. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA TRAVE PREFABBRICATA	90
18.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM) - N(KG)	90
18.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(KGCM)	92
18.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)	94
18.4. MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)	97
19. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE GENERATI DALLE AZIONI CARATTERISTICHE SULLA SOLETTA... 100	
20. TRAVE PREFABBRICATA UH140	102
21. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	104
22. CADUTE DI TENSIONE	107
22.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	107
22.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO	108
22.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO	108
22.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI	109
23. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	110

23.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	110
23.1.1. PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA	110
23.1.2. CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI	111
23.1.3. TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA	116
23.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	120
23.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	123
24. STATI LIMITE ULTIMI	125
24.1. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	125
24.2. S.L.U. (COMB. FONDAMENTALE) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO	127
24.2.1. VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO.....	127
24.2.2. VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA.....	131
24.2.3. VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO	134
25. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	136
25.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE	136
25.2. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI	146

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 06", previsto nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sopra passa il "**Canale Sabbioncello**", è posto alla progr. 10+835 (Spalla Ovest) ed ha lunghezza totale pari a 30.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle). Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, ognuno dei quali di larghezza totale 16.35 m.

Il Ponte è in rettilineo.

Il singolo **impalcato** è realizzato mediante n°6 travi a 'V' poste ad interasse 2.50 m, di altezza 1.40 m.

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'.

Esse sono costituite da:

- un pulvino di larghezza 2.40 m , altezza 1.50 m, lunghezza 39.15m
- un paraghiaia di spessore 0.50 m, altezza 2.2 m, lunghezza 39.15 m
- due orecchie di spessore 0.50 m, altezza minima 1.0 m, altezza massima 3.0 m, lunghezza 3.0 m

La spalla Ovest grava su n°11 pali Ø1200 di lunghezza 25 m, mentre la spalla Est grava su n°11 pali Ø1200 di lunghezza 30 m

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche identiche a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato – già previsto per 2 sole corsie.

Fig. 1-1

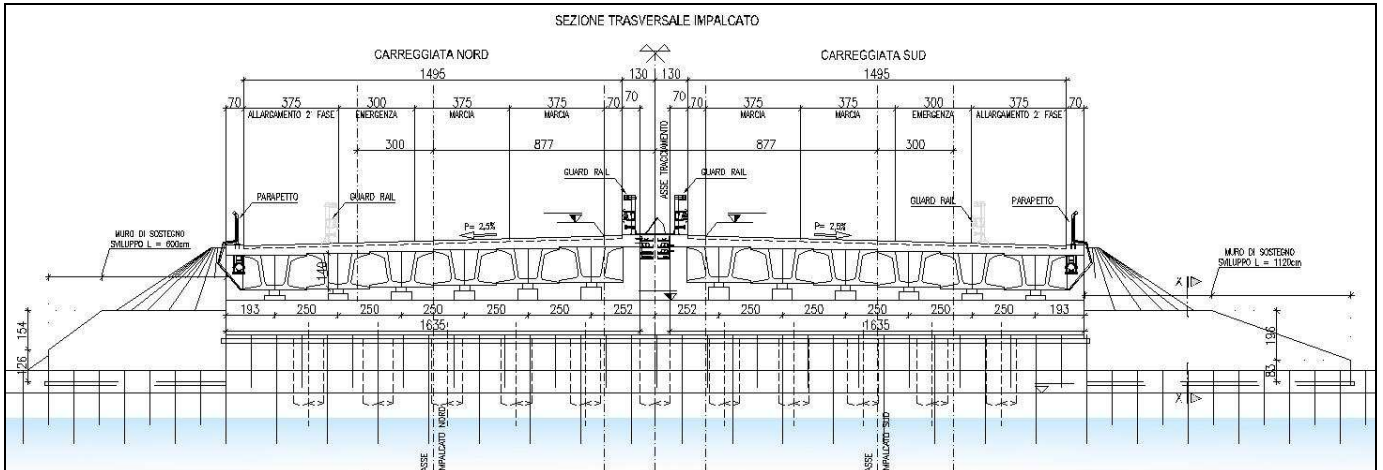
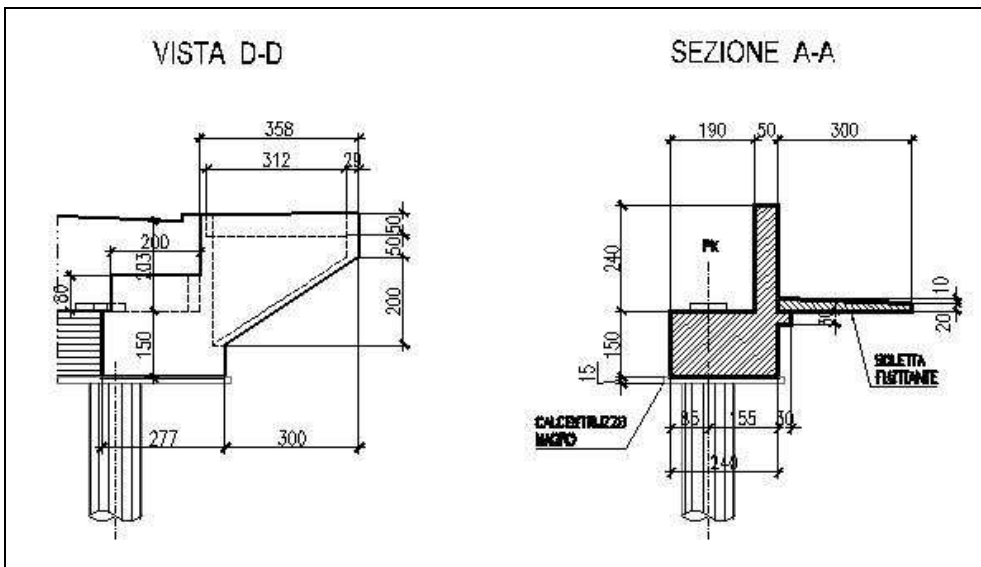


Fig. 1-2



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.

WBS	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
		Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
APO 06	SPALLA PASSANTE (su 1 fila di pali)	150	NA	NA	NA	80	145	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 06	IMPALCATO CAP	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	130	120	NA
APO 06	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): 30.0 m
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 16.35 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: CAP (n° per impalcato)
- Spalle: Passanti
- Lunghezza Spalla: 38.6 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: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- Pali e Fondazioni
 - Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite: $w_2 = 0.3 \text{ mm}$
 - Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$
 - Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XA1

5.3. DATI SISMICI

- Vita nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV $\Rightarrow C_U = 2.0$
(Elab. "PD-0-000-000-0-GE-KT-02:Vita utile e Classe d'uso delle opere")

TAB. 5.3-1

	latitudine	longitudine		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
Sabbioncello	44.9036	10.9937	Orizzontale SLV	0.240	C	T1	1898	2.473	0.284	1.344	1.590	1.000	1.344	0.323	0.151	0.452	2.561	
			Orizzontale SLC	0.267	C	T1	2475	2.447	0.288	1.309	1.583	1.000	1.309	0.350	0.152	0.456	2.666	
			Verticale SLV	0.159	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	0.159	0.050	0.150	1.000	1.636
			Verticale SLC	0.186	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	0.186	0.050	0.150	1.000	1.706

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:

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

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: $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.100 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.050 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \operatorname{arctg}[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 5.4^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 6.0^\circ$$

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

$$k_E (k_{v-}) = 0.294 ; k_E (k_{v+}) = 0.288$$

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:

$$k_E = \text{MAX}[0.279 ; 0..302] = \underline{\underline{0.302}}$$

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 la '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 redistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste redistribuzioni 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.**):

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

$25 \geq \varnothing$	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

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

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

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 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.

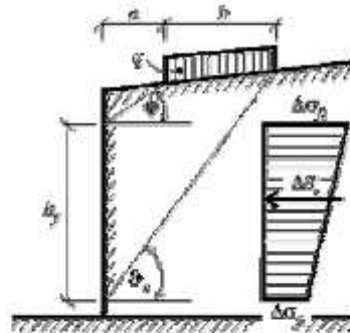


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

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 $\Delta\sigma_\beta$ is applied at the upper end while the smaller intensity of $\Delta\sigma_\alpha$ at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left(1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_\alpha = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

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

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

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:

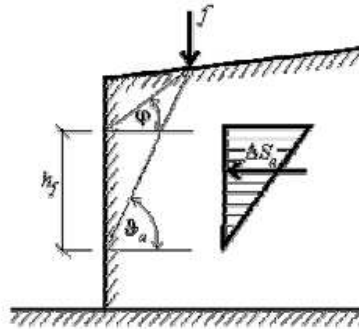


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

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

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

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

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

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 regola 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	30,00	$v_{b,0}$	m/sec	25
Lungh. Trave	m	31,00	a_0	m	750
Travi - n	m	6	k_a	sec ⁻¹	0,015
Interasse travi	m	2,5	a_s	m	500
Largh. Carreggiata	m	14,95	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	16,35	z_0	m	0,05
Y Tr.1 da bordo marc. Est.	m	6,78	z_{min}	m	4
Traversi testata	n	2	z	m	10,0
Traverso test. - B	m	0,40	c_a		2,35
Traverso test. - H	m	1,40	c_p		1,2
Traversi campata - n	n	0	pressione	kN/m ²	1,10
Traverso camp. - B	m	0,30	Altezza trave	m	1,40
Traverso camp. - H	m	1,40	Altezza barriera	m	3,00
Traversi - L	m	15,00	Azione (imp. scarico)	kN	159
Sp. Soletta	m	0,25	Z (da intrad. Travi)	m	2,33
Sp. Marciap. (incremento)	m	0,15	Azione (imp. carico)	kN	159
PESI UNITARI			Z (da intrad. Travi)	m	2,33
Clis.	kN/m ³	25,0	CENTRIFUGA		
Peso trave	kN/m	20,70	Raggio curvatura	m	1.500
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	1,94
Guard rail	kN/m	1,00	MOBILI		
PESI			Reazioni appoggio		
Travi	kN	3.850	Corsie	n	4 Y - m
Traversi	kN	420	1a corsia: Q	kN	590 2,20
Soletta	kN	3.168	1a corsia: q	kN	419 2,20
Marciap. esterno	kN	81	2a corsia: Q	kN	393 5,20
Marciap. interno	kN	81	2a corsia: q	kN	116 5,20
Pavimentazione	kN	1.390	3a corsia: Q	kN	197 8,20
Barriera	kN	0	3a corsia: q	kN	116 8,20
Velette + impianti	kN	62	4a corsia: Q	kN	0 11,20
Guard rail	kN	31	4a corsia: q	kN	116 11,20
PESO IMPALCATO	kN	9.084	Folla marciap. Est.	kN	0,35
Y (da bordo marc. Est.)	m	6,14		kN	1.947 4,49
			FRENATURA		
Y : Distanza trasversale da bordo marciapede esterno			Azione	kN	443,7
Z : Distanza verticale da intradosso travi			Z (da intrad. Travi)	m	1,94

NOTA - A causa della scalettatura delle travi lo spessore medio della soletta è pari a 0.28 m e non 0.25 m: la differenza comportata sul peso proprio dell'impalcato è pari al 4% e non viene presa in considerazione.

6.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

Seguendo il procedimento esposto in 6.1.10 si determina l'azione trasmessa – tramite gli isolatori - ad una singola spalla da entrambi gli impalcato:

TAB. 6.2-2

SLU		
Massa di 1 impalcato	908	t
Tis	2,00	s
Kesi	9,0	kN/mm
(ag/g) / q	0,159	
S	1,344	
ζ sistema di isolamento	15	%
η	0,707	
Fo	2,473	
Tc	0,452	s
Se(Tis; ζ esi)	0,085	g
Se(Tis; ζ esi)	0,830	m/s ²
Spostamento dc	84	mm
Vtot. di 1 impalcato	754	kN
V tot. di 1 impalcato su 1 spalla	377	kN
n° isolatori di 1 impalcato	12	
Rigidezza 1 isolatore Klong = ktrasv	0,747	(kN/mm)
n°impalcato per spalla	2	
Vd totale su 1 spalla	754	kN

L'azione orizzontale su 1 spalla (2 impalcato) è pari a $V_d = 754$ kN

Ne conseguono le seguenti azioni globali:

TAB. 6.2-3

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	2.40	39.00	1.50	
Paraghiaia	0.50	38.20	2.00	
Orecchie	3.00	0.40	1.00	3.00
Posiz. Appoggi (da est.o pulvino)	0.95			
Parametri				
peso specifico terrapieno - kN/m ³	19.50			
ka	0.240			
kh (masse)	0.323			
kv+ (masse)	0.157			
β	0.31			
kh (terreno)	0.100			
kv- (terreno)	0.050			
kE	0.288			
kE*(1-kv)	0.302			

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	3'510	1.20	4'212				
Paraghiaia	955	2.15	2'053				
Orecchie	120	3.65	438				
Impalcati (2) [permanenti]	9'084	0.95	8'630				
	13'669		15'333	-1.12	0.08	0.17	2'348
kv (30%)	644						369
kv+	14'313						2'716
kv-	13'025						1'979
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	1'134	0.75	850				
Paraghiaia	308	2.50	771				
Orecchie	39	1.08	42				
Impalcati (2)	754	1.80	1'357				
	2'235		3'021				
Spinta Mononobe su Pulv./Paragh.	1'409	1.17	1'643				
	3'644		4'664				
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)							
Azioni Orizzontali							
	H _y - kN	z - m	M _x - kNm				
	2'235		3'021				
Spinta Mononobe su Orecchia	38	2.25	86				
30%	682		932				

TAB. 6.2-5

Azioni alla Base	N - kN	H _x - kN	H _y - kN	M _y - kNm	M _x - kNm	
kv+	14'313	3'644	682	7'380	932	
kv-	13'025	3'644	682	6'643	932	
Pali						
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X			
N° file - n		1	11			
Interasse - m		3.66				
Azioni su palo singolo	H - kN	N _{max} - kN	N _{min} - kN	M _y - kNm	M _x - kNm	M - kNm
kv+	337	1'313	1'290	671	85	676
kv-	337	1'196	1'173	604	85	610

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	3'510	1.20	4'212		
Paraghiaia	955	2.15	2'053		
Orecchie	120	3.65	438		
Impalcati (2) [permanenti]	9'084	0.95	8'630		
	13'669		15'333	0.08	1'070
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M _y - kNm
Carichi Mobili: Tandem	2'360	0.95	2'242	0.25	590
Carichi Mobili: distribuiti	1'535	0.95	1'458	0.25	384
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.04				
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi	363	1.80	654		
Spinta Terreno	1'118	1.17	1'304		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H _x - kN	z - m	M _y - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	94	1.80	170		
Attrito appoggi (distribuiti)	61	1.80	110		
Sovraccarico a tergo	802	1.75	1'404		
Frenatura	444	3.74	1'657		
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		18'453	1'444			1'444
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	1.00	3'186	797			797
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	1.00	2'072	518			518
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				491	883	883
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				1'509	1'761	1'761
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	1.00			127	229	229
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	1.00			83	149	149
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50				1'203	2'106	2'106
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			23'711	2'759	3'413	5'128	7'887
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1.35		18'453	1'444			1'444
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.35	0.75	2'390	597			597
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.35	0.40	829	207			207
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				491	883	883
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				1'509	1'761	1'761
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.35	0.75			96	172	172
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.35	0.40			33	60	60
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		0	0	1'203	2'106	2'106
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			599	2'237	2'237
Azioni alla Base			21'671	2'249	3'931	7'218	9'467
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		1	11				
Interasse - m		3.66					
Azioni su palo singolo	H - kN	N - kN	M_y - kNm				
Combinazione 1	310	2'156	717				
Combinazione 2a	357	1'970	861				

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		13'669	1'070			1'070
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	1.00	2'360	590			590
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	1.00	1'535	384			384
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				363	654	654
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				1'118	1'304	1'304
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	1.00			94	170	170
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	1.00			61	110	110
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00				802	1'404	1'404
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	0.00			0	0	0
Azioni alla Base			17'564	2'043	2'439	3'643	5'686
Combinazione 2a	Coeff. γ	Coeff. Ψ					
Azioni Verticali Permanenti	1.00		13'669	1'070			1'070
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	0.75	1'770	443			443
Az. Vert. Carichi Mobili: distribuiti	1.00	0.40	614	153			153
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				363	654	654
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				1'118	1'304	1'304
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	0.75			71	127	127
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (distrib.)	1.00	0.40			25	44	44
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		0	0	802	1'404	1'404
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			444	2'547	2'547
Azioni alla Base			16'053	1'666	2'823	6'081	7'746
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		1	11				
Interasse - m		3.66					
Azioni su palo singolo	H - kN	N - kN	M_y - kNm				
Combinazione 1	222	1'597	517				
Combinazione 2a	257	1'459	704				

6.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

TAB. 6.2-9

Quota 0.0	N - kN	H - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)	1'301	337	676
SLU - Sismica (kv-)	1'184	337	610
SLU - Statica - 1	2'156	310	717
SLU - Statica - 2a	1'970	357	861
SLE - 1	1'597	222	517
SLE - 2a	1'459	257	704

6.3. PALI

6.3.1. Verifiche Geotecniche

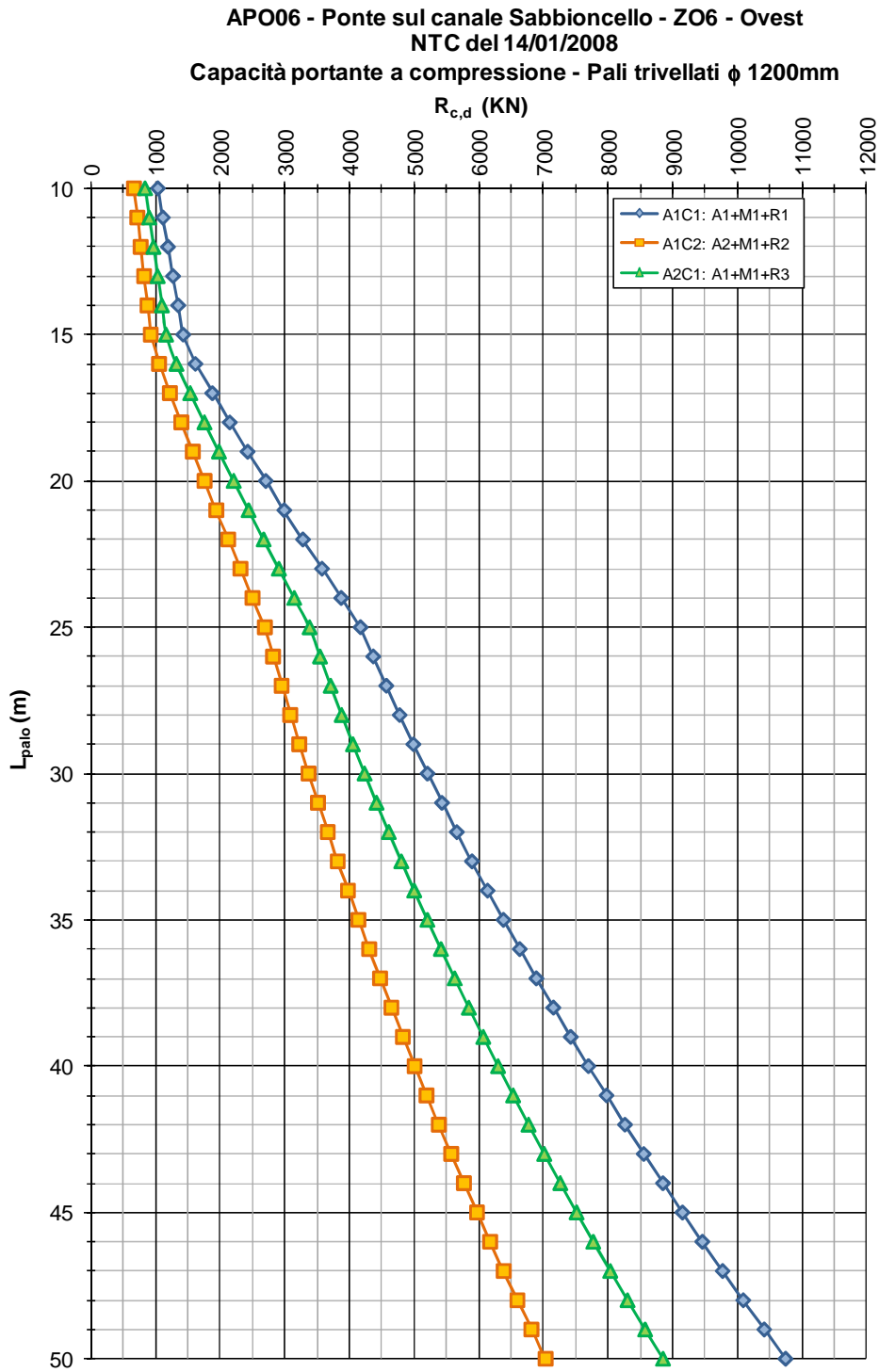
Si premette che le risultanze geotecniche sono differenziate per spalla Ovest ed Est

6.3.1.1 Portanza Verticale

Spalla OVEST

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

FIG. 6.3-1



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima (e media) azione di compressione N_{sd} è pari a 2156 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 Densa. Conseguentemente (interassi pari a $3\varnothing$) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.7: in altri termini l'azione di progetto è:

$$N_{sd} = 2156/0.7 = 3080 \text{ kN}$$

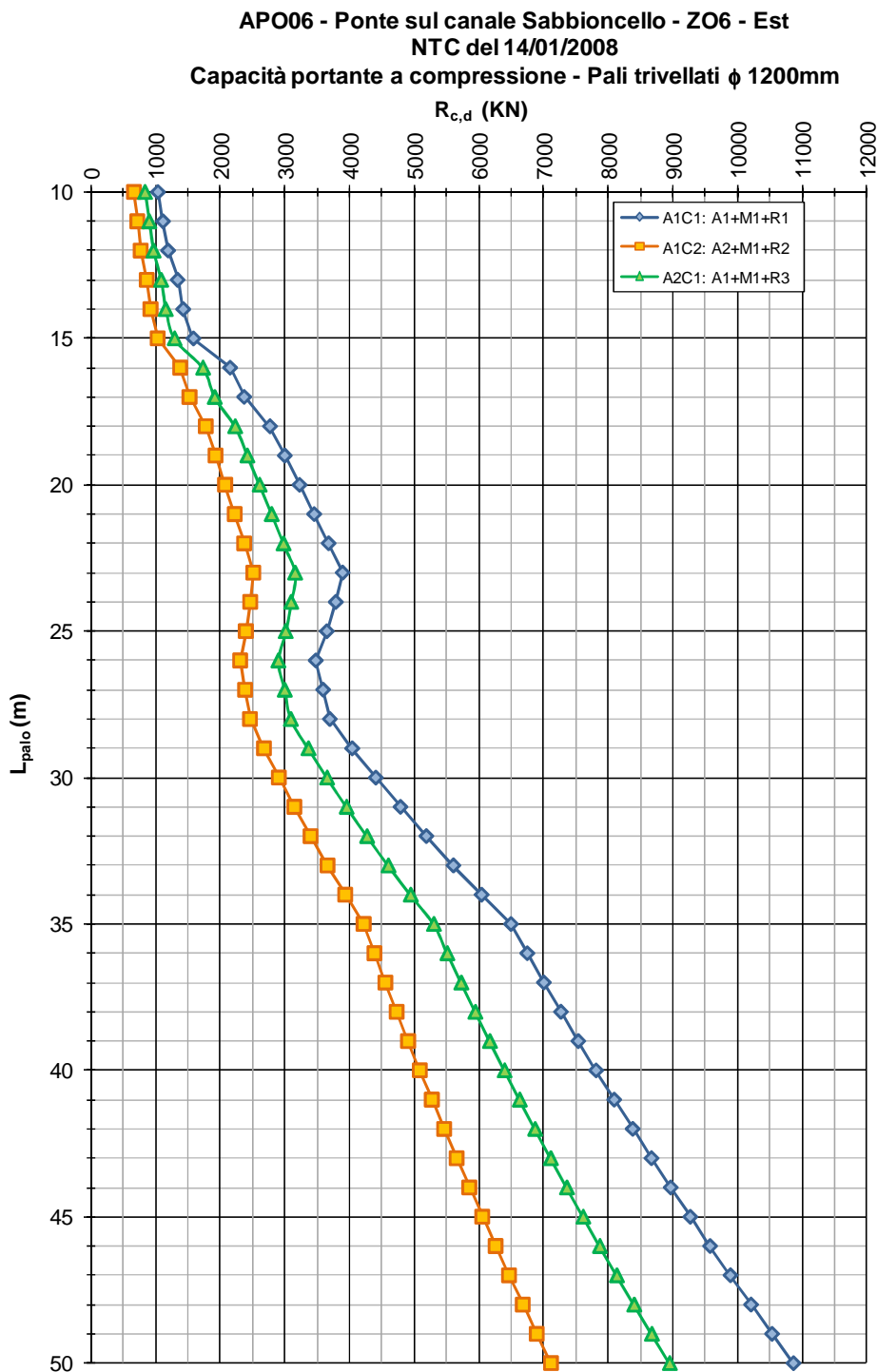
Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 25.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3400 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.10 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a : **$L_{\text{palo}} = 25.0 \text{ m}$**

Spalla EST

Fig. 6.3-2



$$N_{sd} = 2156/0.7 = 3080 \text{ kN}$$

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 30.0 m ha una portanza:

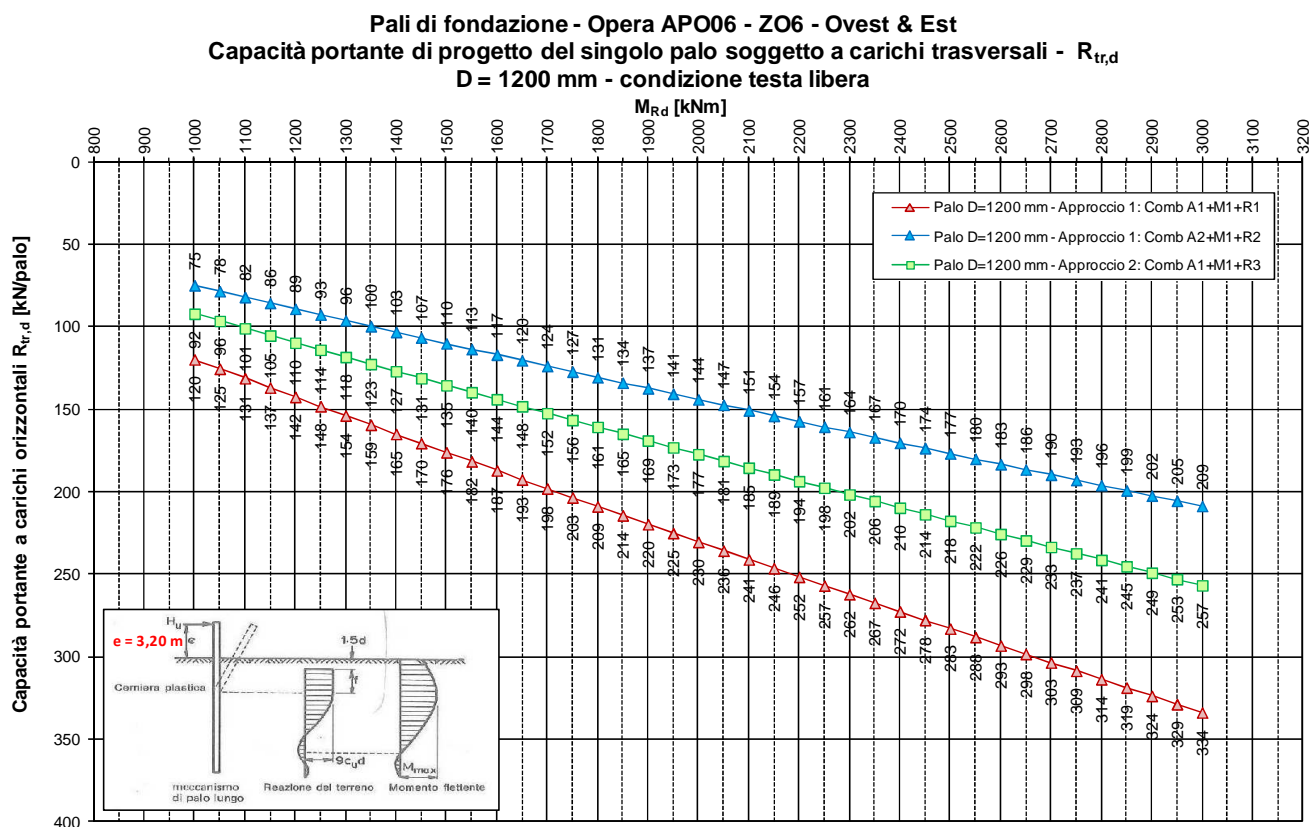
$$R_{c,d} \cong 3600 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.17 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a: $L_{\text{palo}} = 30.0 \text{ m}$

6.3.1.2 Portanza Orizzontale

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

FIG. 6.3-3



Dal par. 6.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante V_{sd} è pari a 357 kN (fase statica).

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

La curva ha un andamento pressoché lineare. Indicando con ΔM l'incremento di momento rispetto al valore limite riportato in figura (3000 kNm) di cui è necessario tenere conto, si ha:

$$\Delta M = 1000 \cdot (357 - 257) / (257 - 177) = 1250 \text{ kNm}$$

In definitiva la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$M_u = 3000 + 1250 = 4250 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} = 1970 \text{ kN}$$

Per azione tagliante inferiore (337 kN) – fase sismica:

La curva ha un andamento pressoché lineare. Indicando con ΔM l'incremento di momento rispetto al valore limite riportato in figura (3000 kNm) di cui è necessario tenere conto, si ha:

$$\Delta M = 1000 \cdot (337 - 257) / (257 - 177) = 1000 \text{ kNm}$$

In definitiva la portanza orizzontale $R_{tr,d} = V_{sd}$ viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$M_u = 3000 + 1000 = 4000 \text{ kNm}$$

Lo sforzo Normale associato vale:

$$N_{min} = 1184 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 6.3-4

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

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

Titolo: []

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 40
Diametro barre: 30 [mm]
Copriferro [baric.]: 104 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N: 1184 [kN]
M: 4000 [kNm]
M_{Ed}: 0 [kNm]
M_{yEd}: 0 [kNm]

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

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

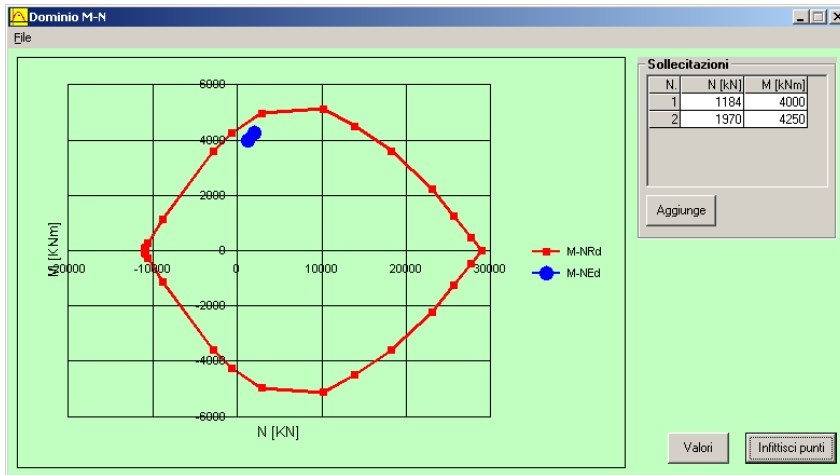
Materiali

B450C C28/35

σ_{su} : 67.5 % σ_{c2} : 2 %
 f_{yd} : 391.3 N/mm² σ_{cu} : 3.5
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 $E_s \cdot E_c$: 15 f_{cc} / f_{cd} : 0.8
 σ_{syd} : 1.957 % $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{ct1} : 1.971

M_{xRd}: 4.674 kNm
 σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 5.83 %
d: 1.096 mm
x: 411.1 x/d: 0.3751
 δ : 0.9089

Precompresso



Risultano necessari n°40 Ø30 (2.5%).

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 indicazioni al riguardo della Relazione Geotecnica

Fig. 6.3-5

Pali di fondazione da p.c. - Opera APO06 - ZO6 - Ovest & Est
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN
D = 1200 mm - libero in testa

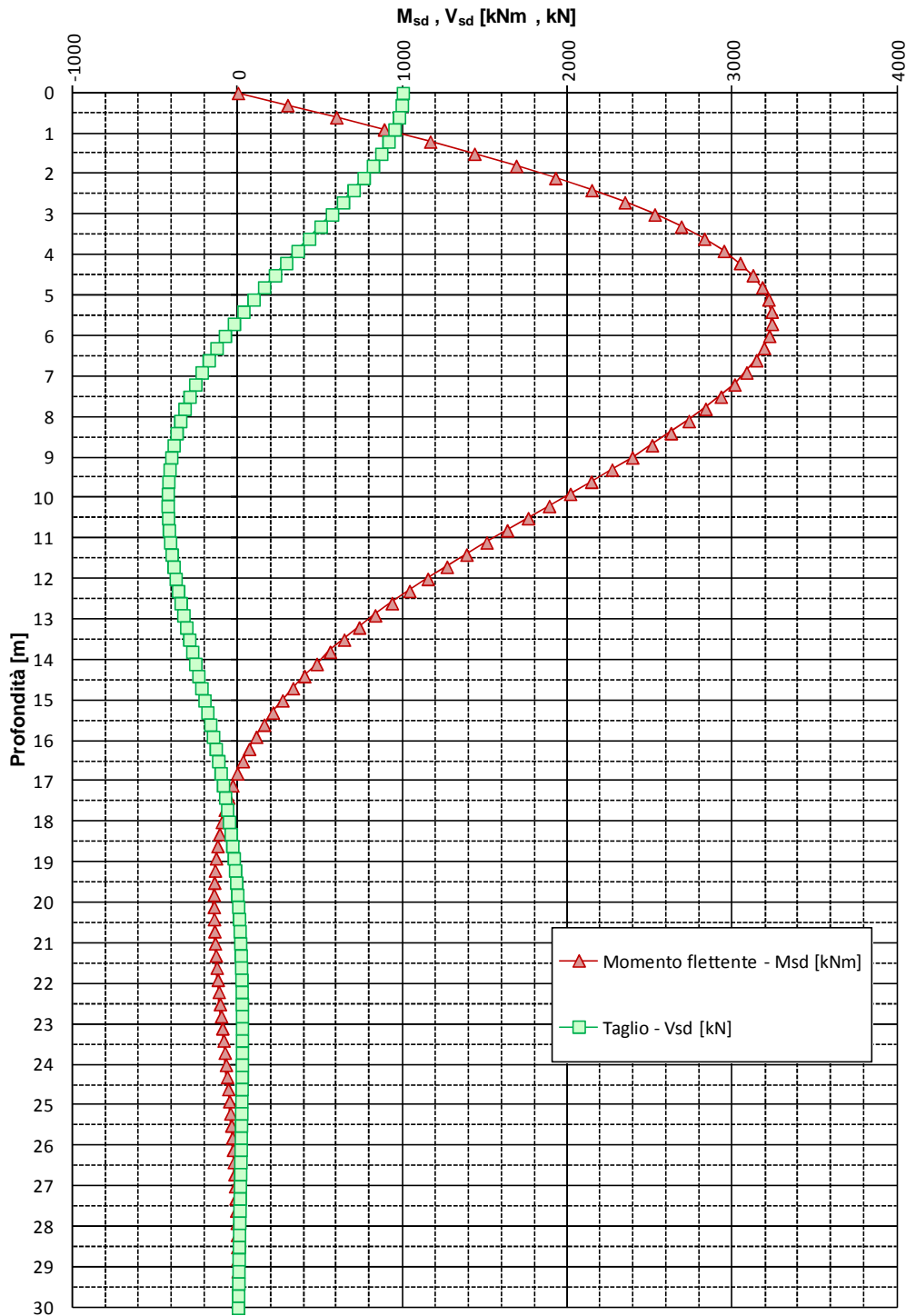
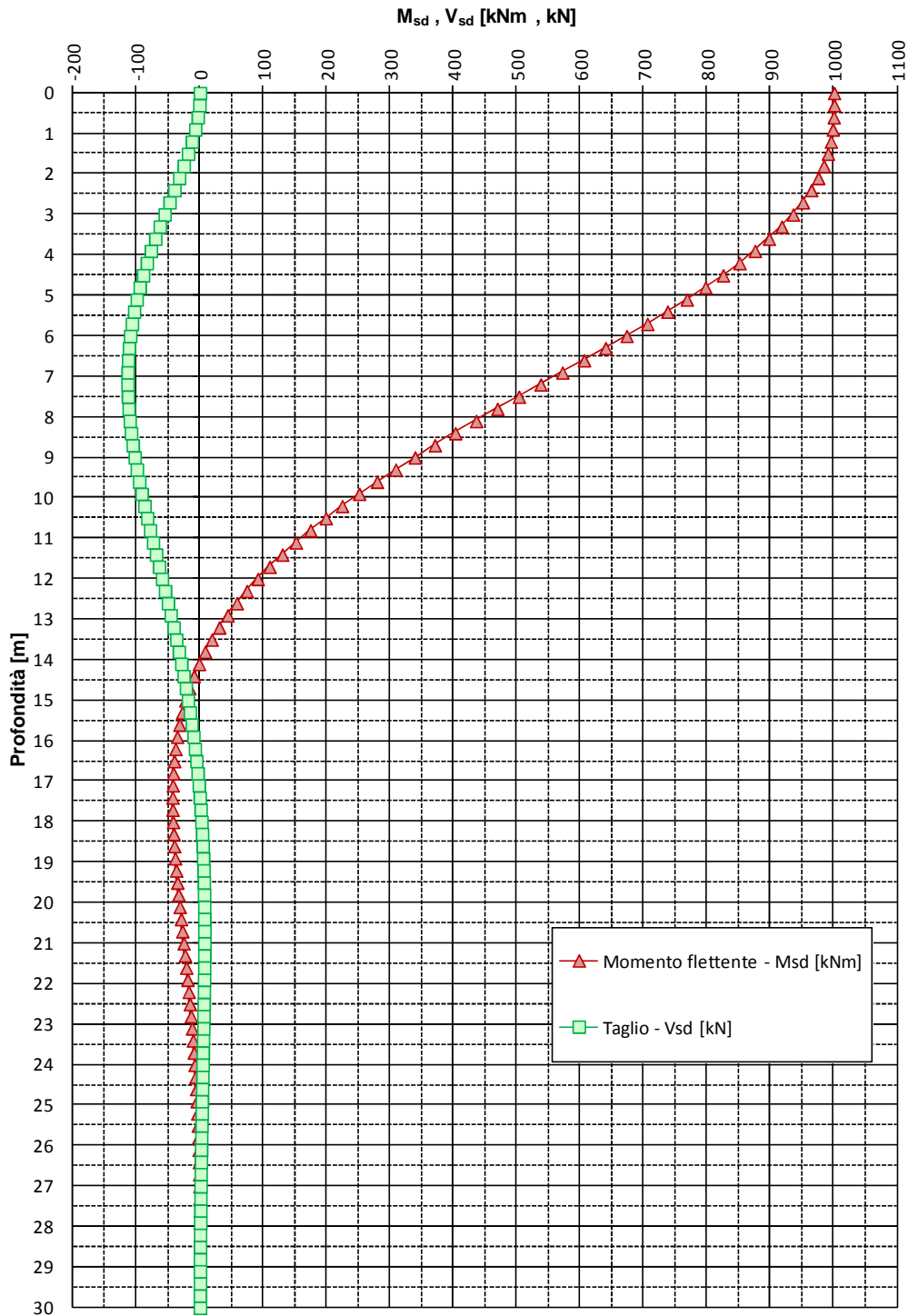


FIG. 6.3-6

Pali di fondazione da p.c. - Opera APO06 - ZO6 - Ovest & Est
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un momento in testa di 1000kN
 D = 1200 mm - libero in testa



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 ($377 \cdot 1.1 = 415$ kN) si riduce – a partire da quota -4.0 m – a valori inferiori al 60% dell'azione in testa (249 kN).

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

da testa a quota -4.0 : **st \varnothing 16/200** $V_{Rsd} = 642 \text{ kN} > 415 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo : **st \varnothing 12/200** $V_{Rsd} = 361 \text{ kN} > 249 \text{ kN}$

Verifica lato Cfs.

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

6.3.2.2 *Pressoflessione*

Dai valori SLU ottenuti nel par. 6.2.4 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+)		1'301	371	744
SLU - Sismica (kv-)		1'184	371	671
SLU - Statica - 1		2'156	341	789
SLU - Statica - 2a		1'970	393	947
	Quota -6.0			
Ceff. 'M' da Taglio		3.25		
Ceff. 'M' da Momento		0.75		
			N - kN	M - kNm
SLU - Sismica (kv+)			1'301	1'763
SLU - Sismica (kv-)			1'184	1'708
SLU - Statica - 1			2'156	1'701
SLU - Statica - 2a			1'970	1'988

A quote inferiori il momento rimane al di sotto del valore della quota minima precedente.

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 :

$$\text{Diametro palo : } 1200 \text{ mm ; ricoprimento barra : } 75+16 = 91 \text{ mm (*)}$$

(*) 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 :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3400 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Da quota 0.0 a quota -7.0 (L_{barra} 8.0m)

Numero barre : 40 ; Diametro barra : 30 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 2.5%

La sezione è già stata verificata per uno sforzo normale pari al minore delle azioni possibili e per un'azione flettente nettamente superiore a quelle in gioco. Di conseguenza la verifica non viene ripetuta: le barre vengono proseguite per un metro oltre la sezione a quota -6.0.

Da quota -6.0 a quota -18.0 (L_{barra} 12.0m)

Numero barre : 24 ; Diametro barra : 26 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 1.1%

Vedi verifiche a pagina seguente.

Da quota -17.0 a fine palo (L_{barra} 8.0m per spalla Ovest ; 12.0+2.0 m per spalla Est)

Numero barre : 12 ; Diametro barra : 20 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 0.6%

La sezione non viene verificata, diminuendo il momento flettente a valori irrilevanti.

FIG. 6.3-7

Verifica C.A. S.L.U. - File: pali_SLU_6

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 600 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 26 [mm]
- Copriferro (baric.): 110 [mm]

Sollecitazioni

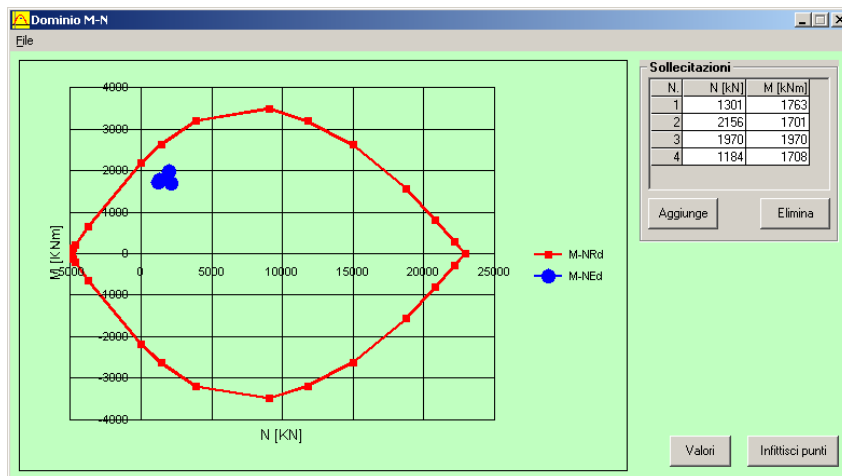
- N_{Ed}: 1301 [kN]
- M_{Ed}: 1763 [kNm]
- M_{yEd}: 0

Materiali

- B450C: ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
- C28/35: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 15.87, $\sigma_{c,adm}$ 9.75, τ_{co} 0.6, τ_{c1} 1.829

Calcoli

- M_{xRd}: 2.600 kNm
- σ_c : -15.87 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5‰
- ϵ_s : 7.669‰
- d: 1.090 mm
- x: 341.6, x/d: 0.3134
- δ : 0.8317



Si arma con 24Ø26 (1.1%).

6.3.3. Verifiche SLE

6.3.3.1 Fessurazione

Dai valori SLE ottenuti nel par. 6.2.4 e tenendo conto delle figure precedenti, si ottiene:

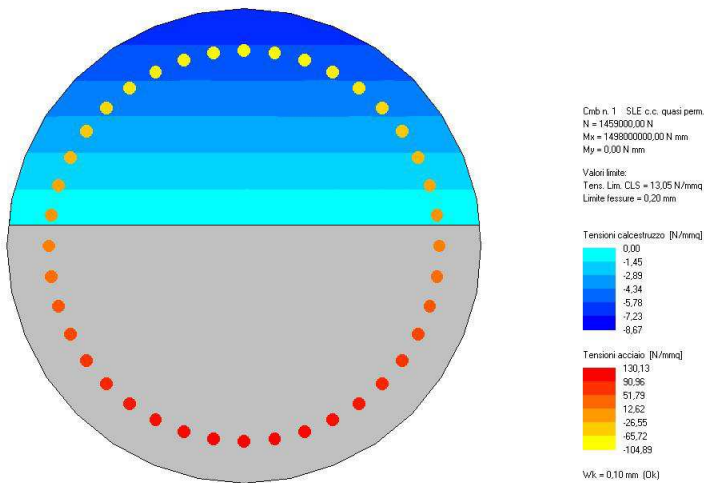
TAB. 6.3-3

SLE				
Quota 0.0		N - kN	H - kN	M - kNm
SLE - 1		1'597	244	569
SLE - 2a		1'459	282	775
Quota -6.0				
Ceff. 'M' da Taglio		3.25		
Ceff. 'M' da Momento		0.75		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'597	1'219
SLE - 2a			1'459	1'498
Quota -9.0				
Ceff. 'M' da Taglio		2.20		
Ceff. 'M' da Momento		0.40		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'597	764
SLE - 2a			1'459	931
Quota -15.0				
Ceff. 'M' da Taglio		0.90		
Ceff. 'M' da Momento		0.10		
			N - kN	M - kNm
SLE - 1			1'597	276
SLE - 2a			1'459	331

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

Armatura: 40Ø30

Fig. 6.3-8

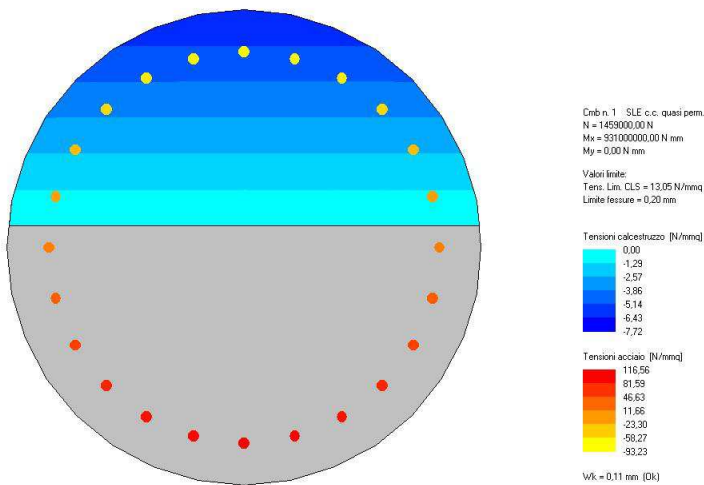


Verifica soddisfatta

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

Armatura 24Ø26:

Fig. 6.3-9



Verifica soddisfatta

Da quota -14.0 a fine palo (L_{barra} 11.0m per spalla Ovest, 12.0+5.0 m per spalla Est)

Armatura 12 \varnothing 20. Verifica non effettuata date le sollecitazioni pressoché nulle.

In definitiva si arma con :

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st \varnothing 16/200; Da quota -4.0 a -fine palo: st \varnothing 12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -10.0 : n°40 \varnothing 30 (L_{barra} : 11.0 m);

Da quota -9.0 a quota -15.0 : n°24 \varnothing 26 (L_{barra} : 6.0 m)

Da quota -14.0 a fine palo : n°12 \varnothing 20 (L_{barra} : 11.0 m per spalla Ovest, 12.0+5 m per spalla Est)

6.3.3.2 Deformazione

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

Fig. 6.3-10

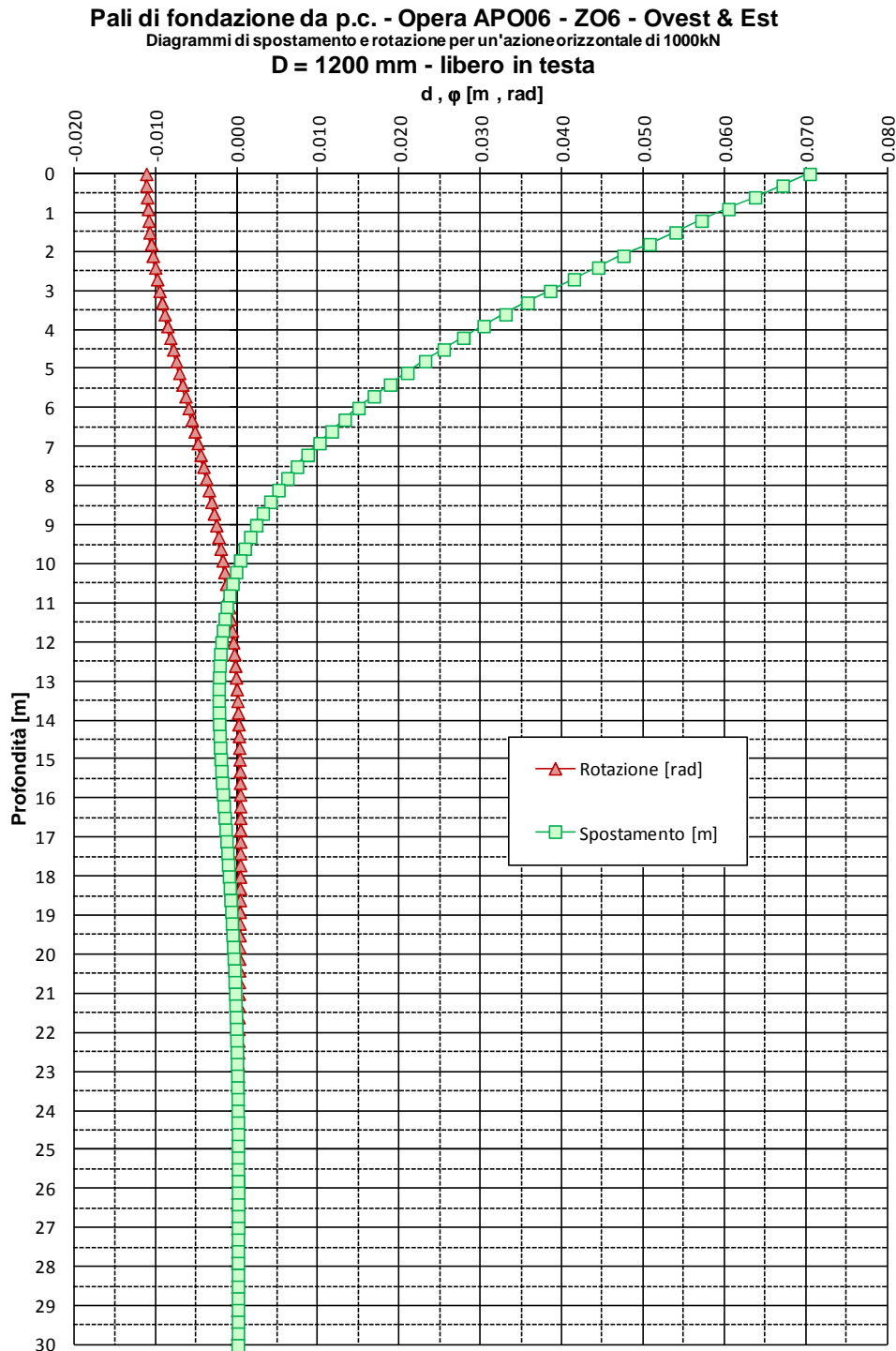
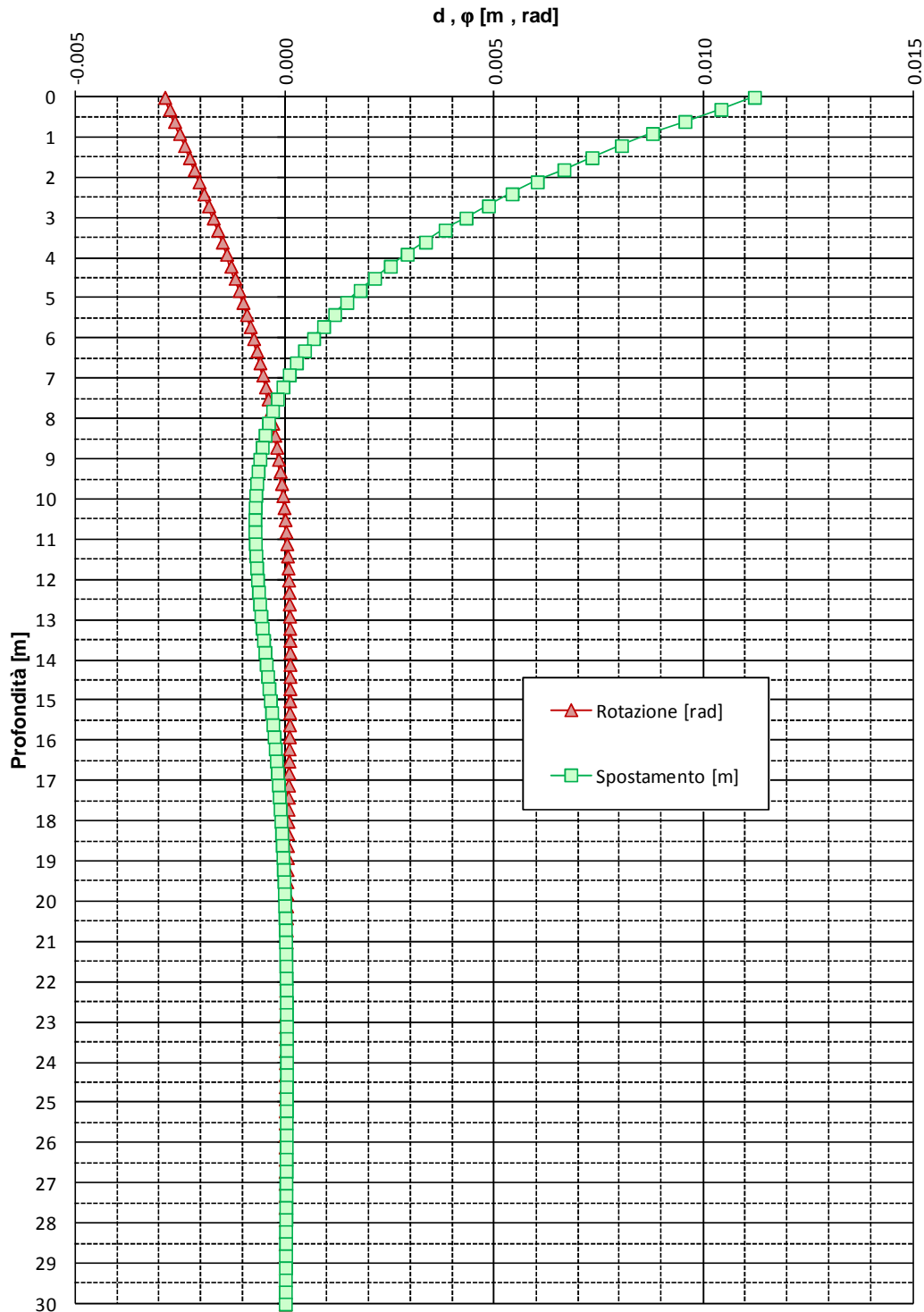


FIG. 6.3-11

Pali di fondazione da p.c. - Opera APO06 - ZO6 - Ovest & Est
 Diagrammi di spostamento e rotazione per un momento in testa di 1000kN
D = 1200 mm - libero in testa



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			244	569
SLE - 2a			282	775
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		28		
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)

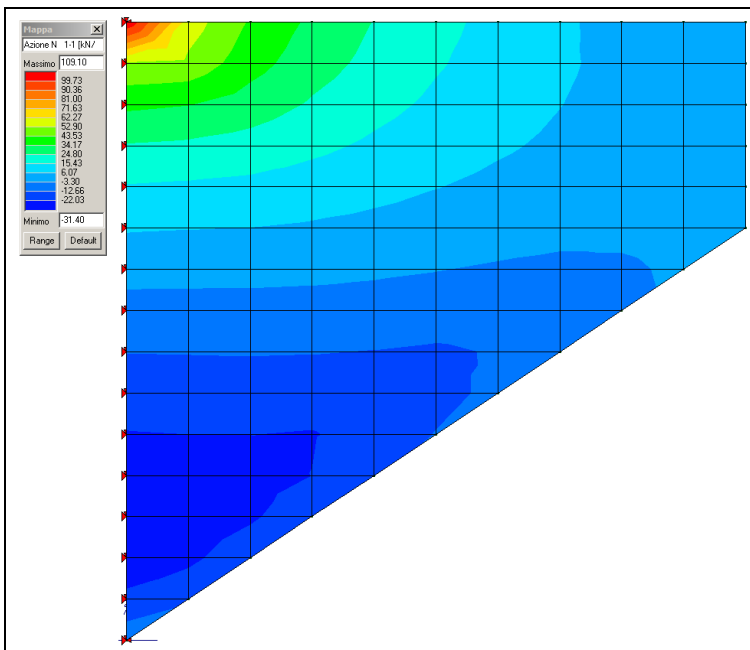


FIG. 6.4-2 M1-1 (My)

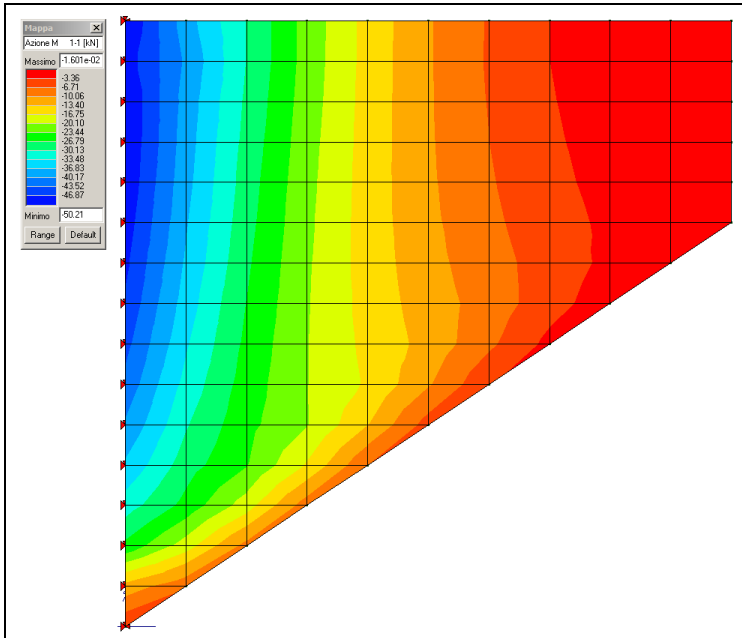
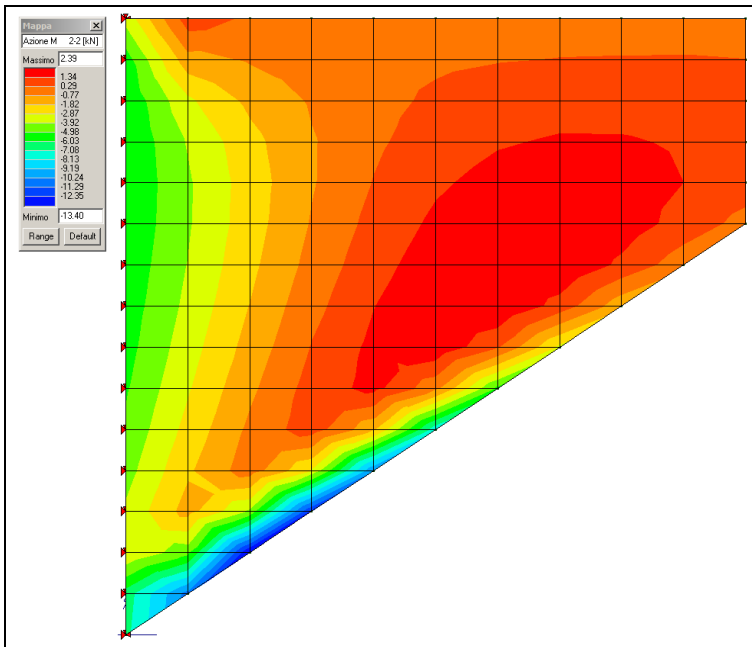


FIG. 6.4-3 M2-2 (Mx)



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 : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm ²	
Coefficiente di viscosità ϕ	0,0		0 : breve durata; 1.5: lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	34.077	N/mm ²	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	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 ²	
$q = u^3 * 3 * n^2 * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	-1,40E+09	mm ³	
$Q = (-p)^3 + q$	2,18E+02	mm ⁶	
z	-1057	mm	
	0,00000		
$y = z - u$	55	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A_s' * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	-8,86E+05	mm ³	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fed}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha*(A_s'+A_s)$]	509.680	mm ²	
S : momento statico	1,27E+08	mm ³	
Y_x : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	4,31E+07	mm ³	
f_{ctm}	3,21		
$\sigma_s = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm ²	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	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)

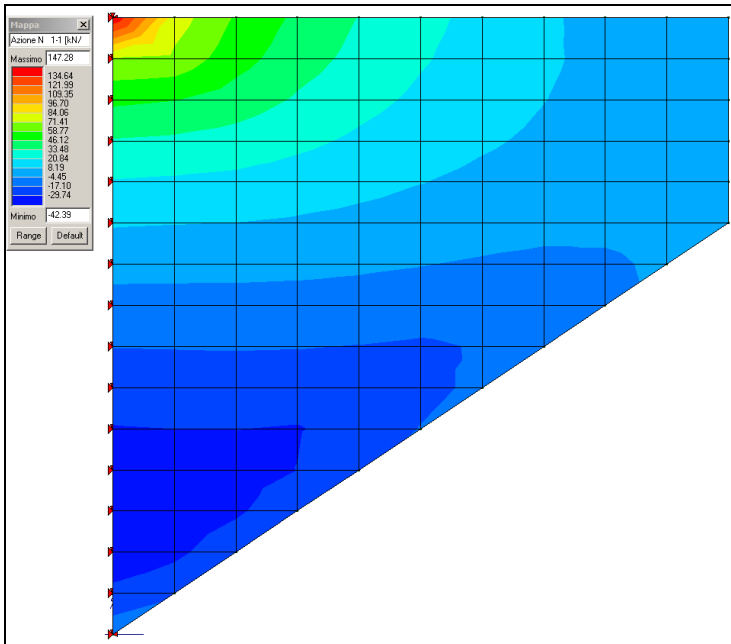


FIG. 6.4-5 M1-1 (My)

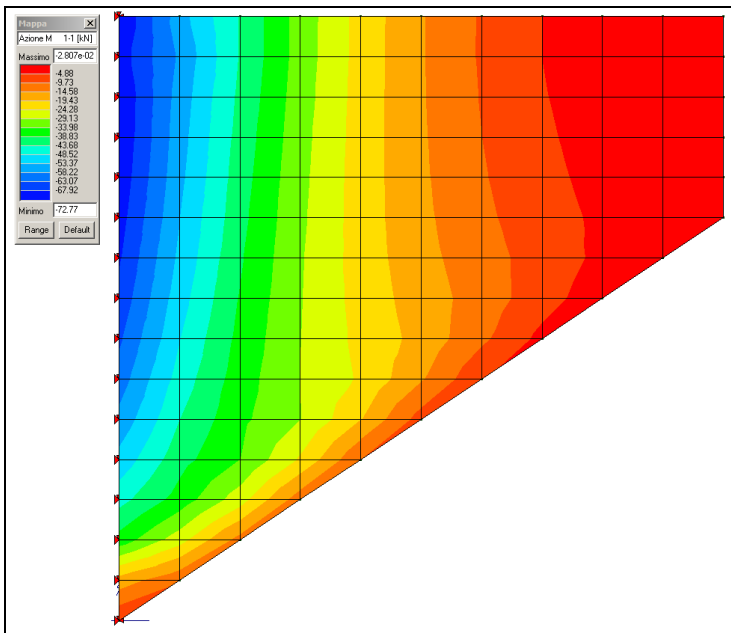


FIG. 6.4-6 V1-3

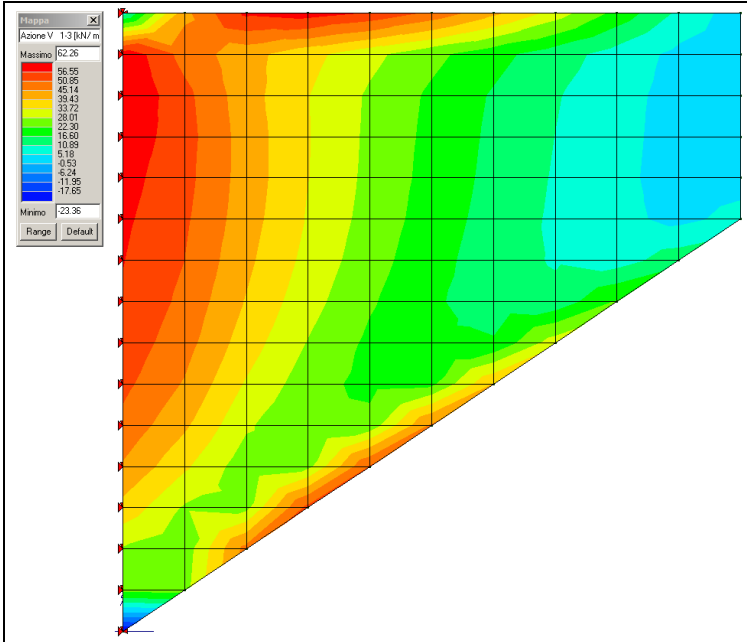
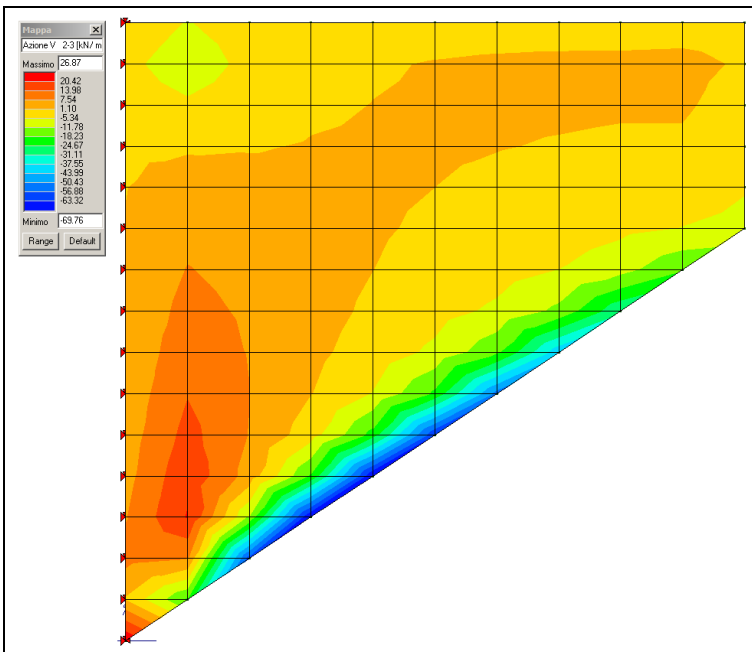


FIG. 6.4-7 V2-3



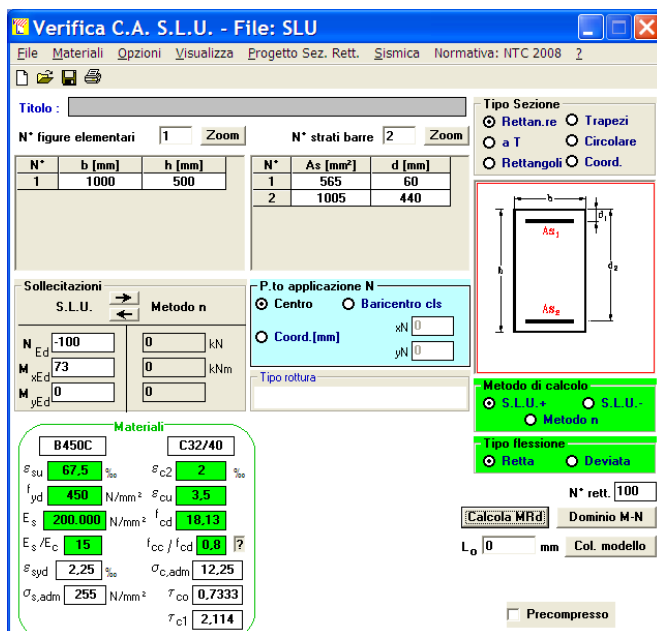
Verifica a Tensoflessione

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	
A _{sl} (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		
VR _d	175,3	kN	
v _{min}	0,45	kN	
	194,9	kN	
VR_d	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 ³ *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 _o : baricentro [S/A]	246	mm	
J : momento d'inerzia	1,11E+10	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _o 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}"			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s \cdot f_{ctm}) / \rho \cdot (1 + \alpha \cdot \rho)] / E_s$; $0,6 \cdot \sigma_s / E_s$	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

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

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd}: 547.5 kNm
 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

Parametri
 Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 N° rett.: 100
 L₀: 0 mm | Col. modello

Precompresso

FIG. 6.5-2 FASE STATICA

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

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

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd}: 381.5 kNm
 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

Parametri
 Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 N° rett.: 100
 L₀: 0 mm | Col. modello

Precompresso

6.6. PULVINO

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 34.0 m, avente sezione di larghezza 2.40 m e altezza 1.50 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.16 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 2.50 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 ($3.60/2 = 1.80$ 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 4.50 m dal bordo esterno dell'impalcato (e quindi dal bordo esterno del pulvino) e che l'azione totale indotta da Vento vale 178 kN ed è posta a 2.43 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 (copriferri).

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		4.542	
$\Delta kv+$		713	
		5.255	
Statica		6.132	
Carichi Mobili		2.629	
		8.761	
Eccentricità Mobili da bordo impalc. - m	4,49		
Da bordo a appoggio 1	2,00		
n° appoggi	6		
interasse appoggi - m	2,50		
Eccentricità Mobili da asse appoggi - m	3,76		
Momento da Mobili - kNm	9.893		
Incremento da Momento - kN		565	
Azione 'H' da Vento - kN	159		
Distanza 'H' da pulvino - m	2,33		
Momento da Vento - kNm	277		
Incremento da Momento - kN		13	
Sismica: max appoggio		876	
Statica: max appoggio		2.039	
SLU : max appoggio		2.039	
Interasse pali - m	3,66		
Altezza pulvino - m	1,50		
Larghezza pulvino - m	2,40		
Braccio coppia interna	1,30		
T - kN	1.435		
$A_{si} - mm^2$	3.670		
		N - kN	SLE
Statica		4.542	
Carichi Mobili		1.947	
		6.489	
Incremento da Momento (Mobili)- kN		419	
Incremento da Momento (Vento)- kN		9	
SLE: max appoggio		1.509	
T - kN	1.062		
$A_{si} - mm^2$	6.639		

Si arma con 14 \varnothing 25 (6860 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).

Dal paragrafo 6.2.4 si ottiene 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	8.337	214	391		52
M trasversale - SLU Statica - comb.2a	9.467	243	444		60
M trasversale - SLE - comb.2a	7.746	199	363		146

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

Quale armatura di parete si dispongono n⁴+4 $\varnothing 20$.

6.7. SINTESI ARMATURE

6.7.1. Pali (Ø1200)

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st Ø16/200; Da quota -4.0 a fine palo: st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -7.0 : n°40 Ø30 (L_{barra} : 8.0 m);

Da quota -6.0 a quota -18.0 : n°24 Ø26 (L_{barra} : 12.0 m)

Da quota -17.0 a fine palo : n°12 Ø20 (L_{barra} : 8.0 m per spalla Ovest, 12.0+2.0 m per spalla Est)

6.7.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: n°25 Ø20; Intradosso: n°14 Ø25+n°12 Ø20; Parete: n°4+4 Ø20

- Armatura in direzione trasversale Y

Staffoni : Ø20/300

6.7.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno: Ø12/200; Esterno: Ø12/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: Ø16/100; Esterno: Ø16/200

6.7.4. Orecchie

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno: Ø16/200; Esterno: Ø16/200

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: $\varnothing 12/200$; Esterno: $\varnothing 12/200$

6.7.5. Baggioli

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

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: 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.

7.1. APPOGGI E GIUNTI

7.1.1. Azioni statiche

Si riportano in Tabella gli elementi di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 7.1-1

ISOLATORI IN GOMMA	
Vmax SLC - sisma (kN)	1.000
Vmin SLC - sisma (kN)	1.000
Vmax SLU statico (kN)	1.500
H _r carico orizzontale trasv. max sismico SLC (kN)	100
H _t carico orizzontale trasv. max sismico SLC (kN)	100
Carico orizzontale concomitante T e L (kN)	120
Carico verticale minimo concomitante con Hmax	500
spostamento max sismico SLC (+/- mm)	150
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 (%)	1
Eventuale pendenza trasversale da riprendere con l'isolatore (%)	0
Rigidezza obbiettivo (kN/mm)	0,76

7.1.2. Azioni sismiche

TAB. 7.1-2

SLC		
Massa di 1 impalcato	908	t
Tis	2.00	s
Kesi	9.0	kN/mm
(ag/g)	0.267	
S	1.309	
ζ sistema di isolamento	15	%
η	0.707	
Fo	2.447	
Tc	0.456	s
Se(Tis; ζ esi)	0.138	g
Se(Tis; ζ esi)	1.353	m/s ²
Spostamento dc,SLC	137	mm
Vtot. di 1 impalcato	1,229	kN
n° isolatori di 1 impalcato	12	
Rigidità 1 isolatore Klong = ktrasv	0.747	(kN/mm)
V tot. Su 1 isolatore	102	kN

Il taglio massimo allo SLC sul singolo isolatore è pari a 102 kN.

Lo spostamento dell'impalcato allo SLC è pari a ± 137 mm.

Si definisce quindi un isolatore con capacità minima di spostamento pari a **D = ± 150 mm**.

Il giunto dovrà avere la stessa capacità minima di spostamento in direzione longitudinale pari a **Dx = ± 150 mm** mentre in direzione trasversale dovrà avere una capacità minima di spostamento pari a **Dy = ± 140 mm**.

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:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 100 \cdot 0.83 = 83 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 83000/391 = 212 \text{ mm}^2$$

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:

$$A_{H,\min} = 100000/391 = 255 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe $\varnothing 12$ a due bracci ($A_H = 2 \cdot 113 \cdot 5 = 1130 \text{ mm}^2$).

8. 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 rigidzze 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 rigidzze 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
AP0 06 'PONTE SU CANALE SABBIONCELLO'
RELAZIONE DI CALCOLO

ALLEGATO: IMPALCATO IN C.A.

9. 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

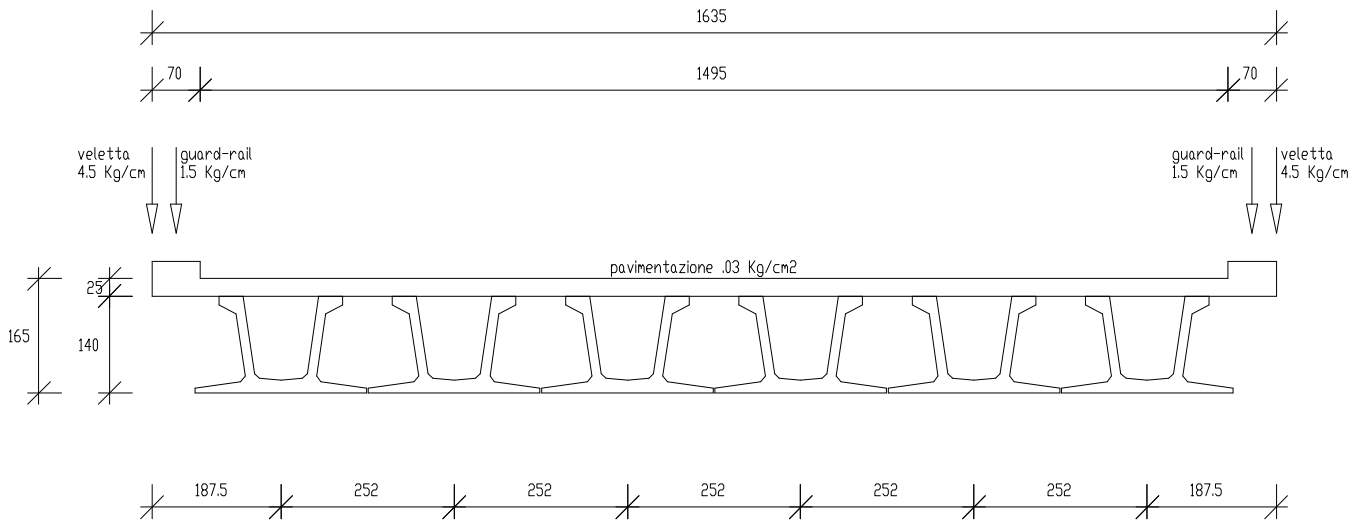
I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

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.

10. DATI GEOMETRICI IMPALCATO

Luce di calcolo	3000.000
Larghezza cordolo sinistro	70.000
Larghezza carreggiata	1495.000
Larghezza cordolo destro	70.000
Larghezza fuori tutto	1635.000
Tipo travi	UH140
Larghezza sezione	250.000
Lunghezza retrotrave	50.000
Lunghezza ringrosso	100.000
Lunghezza svasatura	50.000
Numero travi	6
Interasse travi	252.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	25.000
Spessore minimo soletta	20.000
Luce di calcolo soletta	128.000
Spessore medio cordoli	25.000



Sezione trasversale impalcato

11. 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.

12. 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.

13. RESISTENZE DI CALCOLO E COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

13.1. CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55

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

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

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

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

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

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:

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

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

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

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

13.2.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:

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

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

13.3.ACCIAIO PER C.A.P.

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

carico a rottura $f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$

carico caratteristico all'1% $f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$

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:

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

13.4.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:

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

14. 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 ortotropia.

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
ortotropia 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.

15. 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 mezzzeria 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.

16. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	3000
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	756
Interasse travi	B1 =	252

Trave :

Traverso :

Ap =	14563	Ae =	20 cm ²
Dp =	95	De =	10 cm
Jp =	56888505	Je =	667 cm ⁴
Cp =	15184000	Ce =	667 cm ⁴

Larghezza soletta collaborante con trave = 252.00

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

Theta = 1.081 Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della la trave che ha una eccentricita' $y = 630.000$ cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-756	-567	-378	-189	0	189	378	567	756
K0	0.04	-0.07	-0.19	-0.27	-0.16	0.40	1.70	3.78	5.93
K1	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.98	1.71	2.66	3.30
K α	0.05	0.08	0.14	0.27	0.52	0.98	1.71	2.66	3.30

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

$\mu\alpha$	-.0112	-.0124	-.0115	0.0035	0.0725	0.0035	-.0115	-.0124	-.0112
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

17. ANALISI DEI CARICHI

17.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	20.657 Kg/cm
(tratto d'estremita')	28.935 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	19.594

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

Paviment. (0.030 Kg/cm ²) (2a fase)	7.475 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	782.500	3.366	-.01105
guard-rail	1.5000	-782.500	0.044	-.01105
veletta	4.5000	817.500	3.456	-.01083
veletta	4.5000	-817.500	0.039	-.01083

17.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI

17.2.1. 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 1^a trave:

Posizione	Intensità		Eccentricità (cm)	K Massonet
	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]		
Corsia Numero 1	30000	0.090	597.500	2.799
Corsia Numero 2	20000	0.025	297.500	1.360
Corsia Numero 3	10000	0.025	-2.500	0.520
Corsia Numero 4	0	0.025	-302.500	0.184
Rimanente	0	0.025	-600.000	0.072

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

17.2.2. 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.

17.2.3. 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.

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

18.1. 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	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-
60	638288	-19501866	-60618	1852086	-56748	4527817
90	638288	-19501866	-60203	1839416	-55961	4465080
120	638288	-19501866	-59798	1827037	-55192	4403724
150	638288	-19501866	-59402	1814925	-54440	4343688
180	837753	-26140828	-90905	2836563	-81739	6568869
210	837753	-26140828	-90399	2820775	-80787	6492349
240	837753	-26140828	-89905	2805350	-79857	6417588
270	837753	-26140828	-89422	2790288	-78948	6344586
300	837753	-26140828	-88951	2775589	-78062	6273343
330	837753	-26140828	-88492	2761253	-77197	6203860
360	1037218	-33628322	-126567	4103499	-108508	8846085
390	1037218	-33628322	-126008	4085402	-107467	8761232
420	1037218	-33628322	-125465	4067788	-106454	8678641
450	1037218	-33628322	-124937	4050656	-105469	8598314



480	1037218	-33628322	-124423	4034007	-104511	8520249
510	1037218	-33628322	-123925	4017841	-103581	8444447
540	1037218	-33628322	-123441	4002157	-102679	8370907
570	1236683	-41943998	-168665	5720532	-137992	11450483
600	1236683	-41943998	-168102	5701452	-136953	11364292
630	1236683	-41943998	-167558	5682998	-135948	11280926
660	1236683	-41943998	-167033	5665170	-134978	11200386
690	1236683	-41943998	-166526	5647967	-134041	11122672
720	1236683	-41943998	-166037	5631390	-133139	11047785
750	1236683	-41943998	-165566	5615439	-132270	10975723
780	1236683	-41943998	-165115	5600113	-131436	10906487
810	1236683	-41943998	-164681	5585412	-130636	10840077
840	1236683	-41943998	-164266	5571337	-129869	10776493
870	1236683	-41943998	-163870	5557888	-129137	10715735
900	1236683	-41943998	-163491	5545064	-128439	10657803
930	1236683	-41943998	-163132	5532866	-127775	10602696
960	1236683	-41943998	-162791	5521293	-127145	10550416
990	1236683	-41943998	-162468	5510346	-126549	10500962
1020	1236683	-41943998	-162164	5500024	-125987	10454334
1050	1236683	-41943998	-161878	5490328	-125459	10410531
1080	1236683	-41943998	-161610	5481257	-124965	10369555
1110	1236683	-41943998	-161361	5472812	-124506	10331405
1140	1236683	-41943998	-161131	5464993	-124080	10296080
1170	1236683	-41943998	-160919	5457799	-123688	10263582
1200	1236683	-41943998	-160725	5451231	-123331	10233909
1230	1236683	-41943998	-160550	5445288	-123007	10207062

1260	1236683	-41943998	-160393	5439971	-122718	10183042
1290	1236683	-41943998	-160255	5435279	-122462	10161847
1320	1236683	-41943998	-160135	5431213	-122241	10143478
1350	1236683	-41943998	-160033	5427772	-122053	10127936
1380	1236683	-41943998	-159950	5424957	-121900	10115219
1410	1236683	-41943998	-159886	5422768	-121781	10105328
1440	1236683	-41943998	-159840	5421204	-121696	10098263
1500	1236683	-41943998	-159803	5419953	-121628	10092611

18.2.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
30	935187	872902	595853	1844476
60	1844359	1728169	1179669	3651211
90	2729200	2565802	1751447	5420204
120	3593739	3385800	2311187	7151456
150	4439658	4188164	2858891	8844966
180	5266986	4972894	3394557	10500734
210	6075722	5739989	3918185	12118761
240	6865867	6489450	4429776	13699046
270	7637420	7221277	4929329	15241590
300	8390381	7935469	5416846	16746392
330	9124751	8632027	5892324	18213452
360	9840529	9310950	6355766	19642771



390	10537715	9972239	6807169	21034348
420	11216310	10615894	7246536	22388184
450	11876313	11241914	7673865	23704278
480	12517725	11850300	8089156	24982630
510	13140545	12441052	8492410	26223241
540	13744773	13014169	8883627	27426111
570	14330409	13569652	9262806	28591238
600	14897454	14107500	9629948	29718625
630	15445908	14627714	9985052	30808269
660	15975769	15130294	10328119	31860172
690	16487039	15615239	10659148	32874333
720	16979718	16082550	10978140	33850753
750	17453805	16532227	11285095	34789431
780	17909300	16964269	11580012	35690368
810	18346203	17378677	11862892	36553563
840	18764515	17775450	12133734	37379016
870	19164235	18154589	12392539	38166728
900	19545364	18516094	12639306	38916698
930	19907901	18859964	12874036	39628927
960	20251846	19186200	13096729	40303414
990	20577200	19494802	13307384	40940160
1020	20883962	19785769	13506002	41539163
1050	21172132	20059102	13692582	42100426
1080	21441711	20314800	13867125	42623946
1110	21692698	20552864	14029630	43109726

1140	21925093	20773294	14180098	43557763
1170	22138897	20976089	14318529	43968059
1200	22334109	21161250	14444922	44340613
1230	22510730	21328777	14559277	44675426
1260	22668759	21478669	14661595	44972497
1290	22808196	21610927	14751876	45231827
1320	22929042	21725550	14830120	45453415
1350	23031296	21822539	14896325	45637261
1380	23114958	21901894	14950494	45783366
1410	23180029	21963614	14992625	45891729
1440	23226508	22007700	15022718	45962351
1500	23263691	22042969	15046793	45990369

18.3.TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(KG)

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 ^a fase	V var. 2 ^a fase
sezione	Ttrave	Tsoletta	T2perm	T2acc
cm	kg	kg	kg	kg
0	31607	29391	20062	62112
30	30739	28803	19661	61249
60	29879	28215	19260	60387
90	29135	27627	18859	59524
120	28507	27039	18457	58662
150	27887	26452	18056	57799



180	27268	25864	17655	56936
210	26648	25276	17254	56074
240	26028	24688	16852	55211
270	25409	24100	16451	54349
300	24789	23513	16050	53486
330	24169	22925	15649	52624
360	23549	22337	15247	51761
390	22930	21749	14846	50899
420	22310	21161	14445	50036
450	21690	20573	14044	49174
480	21071	19986	13642	48311
510	20451	19398	13241	47449
540	19831	18810	12840	46586
570	19211	18222	12439	45724
600	18592	17634	12037	44861
630	17972	17047	11636	43999
660	17352	16459	11235	43136
690	16732	15871	10834	42274
720	16113	15283	10432	41411
750	15493	14695	10031	40549
780	14873	14108	9630	39686
810	14254	13520	9229	38824
840	13634	12932	8827	37961
870	13014	12344	8426	37099
900	12394	11756	8025	36236



930	11775	11168	7624	35374
960	11155	10581	7222	34511
990	10535	9993	6821	33649
1020	9916	9405	6420	32786
1050	9296	8817	6019	31924
1080	8676	8229	5617	31061
1110	8056	7642	5216	30199
1140	7437	7054	4815	29336
1170	6817	6466	4414	28474
1200	6197	5878	4012	27611
1230	5577	5290	3611	26749
1260	4958	4703	3210	25886
1290	4338	4115	2809	25023
1320	3718	3527	2407	24161
1350	3099	2939	2006	23298
1380	2479	2351	1605	22436
1410	1859	1763	1204	21573

18.4.MOMENTO TORCENTE - SOLLECITAZIONI - T(KGCM)

sezione cm	T accidentale kgcm	T 2^a fase kgcm
0	932306	1303038
30	942921	1296661
60	953536	1290283
90	964150	1283906
120	974765	1277528
150	985380	1271151
180	995995	1264773
210	1006610	1258396
240	1017224	1252018
270	1027839	1245641
300	1038454	1239263
330	1031774	1220755
360	1025094	1202246
390	1018414	1183738
420	1011734	1165230
450	1005054	1146722
480	998374	1128213
510	991694	1109705
540	985014	1091197

570	978334	1072688
600	971654	1054180
630	947708	1025353
660	923762	996525
690	899815	967698
720	875869	938871
750	851923	910044
780	827977	881216
810	804031	852389
840	780084	823562
870	756138	794734
900	732192	765907
930	696163	729582
960	660134	693258
990	624104	656933
1020	588075	620609
1050	552046	584284
1080	516017	547959
1110	479988	511635
1140	443958	475310
1170	407929	438986
1200	371900	402661
1230	333693	362395
1260	295487	322129
1290	257280	281863
1320	219074	241597

1350	180867	201331
1380	142660	161064
1410	104454	120798
1440	66247	80532
1500	-10166	0

19. 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	-	85,33	-85,33
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-218,8571339	40,96	-40,96
ACCIDENTALI (positivi)	2683,545214	1528,35	-
ACCIDENTALI (negativi)	-1129,653354	-	-1508,56

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

20. TRAVE PREFABBRICATA UH140

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 15184000.000

Area torsionale (per calcolo tensioni) = 15408.0000

Sezione larga 250.000 cm

Vertice n.	sezione di estremita'		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	-125.000	0.000	-125.000	0.000
2	-125.000	7.000	-125.000	7.000
3	-58.600	16.500	-58.600	16.500
4	-51.900	24.700	-51.900	24.700
5	-65.300	114.000	-65.300	114.000
6	-90.000	127.000	-90.000	127.000
7	-90.000	140.000	-90.000	140.000
8	-40.840	140.000	-55.000	140.000
9	-24.250	27.000	-38.200	28.100
10	-17.000	20.410	-31.300	21.600
11	0.000	19.000	0.000	19.000
12	17.000	20.410	31.300	21.600
13	24.250	27.000	38.200	28.100

14	40.840	140.000	55.000	140.000
15	90.000	140.000	90.000	140.000
16	90.000	127.000	90.000	127.000
17	65.300	114.000	65.300	114.000
18	51.900	24.700	51.900	24.700
19	58.600	16.500	58.600	16.500
20	125.000	7.000	125.000	7.000
21	125.000	0.000	125.000	0.000

Sezione in campata Spessore complessivo anime = 28.400
 Area sezione di calcestruzzo = 8262.950
 quota z baricentro = 50.782
 J baricentrico = 19575930.188

Sezione di estremita' Spessore complessivo anime = 56.000
 Area sezione di calcestruzzo = 11574.183
 quota z baricentro = 59.422
 J baricentrico = 25615436.851

21. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 62

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 30 guaine che annullano ivi l'effetto di altrettanti trefoli.

La lunghezza delle guaine (L guaine) è quella reale, cioè misurata dalla testata del manufatto.

quota z	n.trefoli	n.guaine	L guaine
135.00	2		
129.00			
123.00			
80.00			
60.00			
43.50	2		
37.50			
31.50			
25.50	2		

20.50	2		
15.50	10	10	100.00
10.50	18	10	300.00
5.50	26	10	500.00

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>				
57.00	44.480	19.406	11331.0	57.76	25398502
1500.00	86.180	15.097	8693.8	49.01	20329724

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
57.00	19168.5	96.50	67389672
1500.00	16531.3	98.08	64879501

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 = 313.50

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)

22. CADUTE DI TENSIONE

22.1. 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:

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

22.2.RITIRO DEL CALCESTRUZZO

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

$$\epsilon_{cs} = 0.000300$$

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

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

22.3.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.

22.4.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

23. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

23.1.1. 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

23.1.2. 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 all'estradosso della trave

σ i 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 all'estradosso della trave

σ i 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

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

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

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

	FASE A		FASE B		FASE C	
60	-4,235	119,310	-3,044	107,542	4,732	103,227
90	-0,253	117,101	0,929	105,413	12,475	99,007
120	3,637	114,942	4,812	103,333	20,047	94,879
150	7,444	112,830	8,610	101,298	27,457	90,841
180	4,089	149,542	6,214	131,902	28,570	119,605
210	7,724	147,542	9,838	130,000	35,642	115,807
240	11,277	145,589	13,379	128,143	42,552	112,096
270	14,745	143,681	16,836	126,328	49,299	108,472
300	18,130	141,819	20,210	124,558	55,884	104,936
330	21,431	140,003	23,501	122,831	62,306	101,487
360	13,516	178,406	17,256	153,701	59,039	130,944
390	16,645	176,702	20,368	152,106	65,119	127,733
420	19,690	175,044	23,397	150,554	71,037	124,607
450	22,652	173,431	26,343	149,044	76,792	121,567
480	25,531	171,863	29,207	147,576	82,386	118,613
510	28,326	170,341	31,987	146,152	87,817	115,744
540	31,037	168,864	34,684	144,769	93,086	112,961
570	18,662	208,822	24,864	175,630	85,596	142,915
600	21,200	207,455	27,381	174,374	90,520	140,361
630	23,654	206,133	29,816	173,158	95,283	137,892
660	26,026	204,855	32,168	171,984	99,884	135,506
690	28,314	203,623	34,437	170,852	104,324	133,204
720	30,519	202,435	36,624	169,760	108,603	130,986

750	32,641	201,292	38,729	168,709	112,720	128,852
780	34,679	200,194	40,751	167,700	116,675	126,801
810	36,635	199,140	42,690	166,732	120,470	124,834
840	38,507	198,132	44,547	165,805	124,102	122,950
870	40,296	197,168	46,322	164,920	127,574	121,150
900	42,002	196,249	48,014	164,075	130,883	119,434
930	43,624	195,375	49,623	163,272	134,032	117,802
960	45,164	194,546	51,150	162,510	137,019	116,253
990	46,620	193,762	52,594	161,789	139,844	114,789
1020	47,993	193,022	53,956	161,109	142,508	113,407
1050	49,282	192,327	55,235	160,471	145,010	112,110
1080	50,489	191,677	56,432	159,873	147,352	110,896
1110	51,612	191,072	57,546	159,317	149,531	109,766
1140	52,652	190,512	58,577	158,802	151,549	108,720
1170	53,609	189,997	59,526	158,329	153,406	107,757
1200	54,483	189,526	60,393	157,896	155,101	106,878
1230	55,273	189,100	61,177	157,505	156,635	106,083
1260	55,981	188,719	61,879	157,155	158,007	105,371
1290	56,605	188,383	62,498	156,846	159,218	104,744
1320	57,146	188,092	63,034	156,578	160,268	104,199
1350	57,603	187,845	63,488	156,351	161,156	103,739
1380	57,978	187,643	63,859	156,166	161,882	103,362
1410	58,269	187,486	64,148	156,022	162,447	103,069
1440	58,477	187,374	64,354	155,919	162,851	102,860
1500	58,643	187,285	64,520	155,837	163,174	102,693

sezione (cm)	FASE D			FASE E		
	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
60	4,176	92,650	1,234	7,293	85,075	6,259
90	11,927	88,576	1,217	16,553	77,330	8,677
120	19,507	84,592	1,200	25,611	69,754	11,044
150	26,923	80,694	1,183	34,473	62,341	13,359
180	27,825	104,433	1,832	36,798	82,887	16,254
210	34,906	100,811	1,810	45,262	75,944	18,456
240	41,825	97,273	1,789	53,531	69,162	20,606
270	48,580	93,818	1,769	61,605	62,540	22,705
300	55,173	90,446	1,749	69,484	56,079	24,753
330	61,603	87,157	1,730	77,168	49,778	26,750
360	58,164	110,802	2,564	74,961	70,978	29,473
390	64,252	107,784	2,540	82,240	65,136	31,356
420	70,178	104,847	2,516	89,325	59,452	33,188
450	75,941	101,990	2,493	96,215	53,924	34,970
480	81,542	99,213	2,470	102,910	48,553	36,700
510	86,981	96,517	2,448	109,411	43,339	38,379
540	92,257	93,901	2,427	115,717	38,281	40,008
570	84,647	117,258	3,464	109,108	60,036	42,511
600	89,579	114,898	3,438	115,005	55,416	44,026
630	94,349	112,615	3,413	120,708	50,950	45,491
660	98,957	110,410	3,388	126,218	46,636	46,906
690	103,403	108,282	3,365	131,533	42,474	48,270
720	107,688	106,232	3,342	136,655	38,466	49,583



750	111,811	104,259	3,320	141,583	34,610	50,846
780	115,772	102,363	3,299	146,317	30,906	52,059
810	119,572	100,545	3,279	150,857	27,355	53,221
840	123,210	98,804	3,260	155,204	23,957	54,333
870	126,686	97,140	3,242	159,356	20,712	55,394
900	130,001	95,554	3,224	163,315	17,619	56,404
930	133,154	94,045	3,207	167,080	14,678	57,364
960	136,145	92,614	3,192	170,651	11,891	58,274
990	138,974	91,260	3,177	174,028	9,256	59,133
1020	141,642	89,983	3,163	177,211	6,773	59,942
1050	144,148	88,784	3,149	180,200	4,443	60,700
1080	146,493	87,662	3,137	182,996	2,266	61,408
1110	148,676	86,617	3,125	185,598	0,242	62,065
1140	150,697	85,650	3,115	188,005	-1,630	62,672
1170	152,556	84,760	3,105	190,219	-3,350	63,228
1200	154,254	83,948	3,096	192,240	-4,916	63,733
1230	155,790	83,212	3,088	194,066	-6,330	64,189
1260	157,164	82,555	3,081	195,698	-7,592	64,593
1290	158,377	81,974	3,074	197,137	-8,701	64,948
1320	159,428	81,471	3,069	198,382	-9,657	65,251
1350	160,317	81,046	3,064	199,432	-10,460	65,504
1380	161,045	80,698	3,060	200,289	-11,111	65,707
1410	161,611	80,427	3,057	200,953	-11,610	65,859
1440	162,015	80,233	3,055	201,422	-11,955	65,961
1500	162,338	80,079	3,053	201,779	-12,189	66,013

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

Per il calcolo delle frecce in mezzeria 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 elasticita' cls = 250000.00 Kg/cm2
 J trave = 20329724.1786 cm4
 f1 (freccia in mezzeria trave) = -5.00 cm (1/ 600 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 = 20329724.1786 cm4
 f2 (freccia dopo getto in opera) = -4.22 cm (1/ 711 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 = 64879501.2707 cm⁴

f3 (freccia a impalcato scarico) = -4.39 cm (1/ 681 L)

Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm²

J trave + soletta = 64879501.2707 cm⁴

freccia dovuta ai carichi mobili = 1.63 cm (1/ 1758 L)

23.3.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) 172.06

σ_i 57.33

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

ψ_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) 190.39

σ_i 14.46

Non si verifica decompressione

24. STATI LIMITE ULTIMI

24.1. 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:

$$M_{rdu,c} = 190854733 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 145821180 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.31$

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

24.2.1. 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	196291	3213170	557010	64023695	0,403
30	192559	3217934	557010	64023695	0,396
60	188839	3222698	334268	61439735	0,617
90	185275	3227461	325559	59821983	0,623
120	181867	3232225	315387	57936894	0,632
150	178471	3236989	304146	55856603	0,645
180	175074	3241752	294737	53440688	0,655
210	171678	3246516	282040	51138617	0,672
240	168281	3251280	269320	48832235	0,691
270	164885	3256044	256797	46561639	0,712
300	161488	3260807	244631	44355648	0,734
330	158092	3224027	243508	44151991	0,722
360	154696	3187247	243508	44151991	0,707
390	151299	3150466	243508	44151991	0,693
420	147903	3113686	243508	44151991	0,678
450	144506	3076905	243508	44151991	0,663
480	141110	3040125	243508	44151991	0,648
510	137713	3003344	243508	44151991	0,634
540	134317	2966564	243508	44151991	0,619
570	130920	2929783	243508	44151991	0,604
600	127524	2893003	243508	44151991	0,589
630	124128	2817435	243508	44151991	0,574
660	120731	2741866	243508	44151991	0,558
690	117335	2666298	243508	44151991	0,542



720	113938	2590730	243508	44151991	0,527
750	110542	2515161	243508	44151991	0,511
780	107145	2439593	243508	44151991	0,495
810	103749	2364025	243508	44151991	0,480
840	100353	2288456	243508	44151991	0,464
870	96956	2212888	243508	44151991	0,448
900	93560	2137320	243508	44151991	0,433
930	90163	2034193	243508	44151991	0,416
960	86767	1931067	243508	44151991	0,400
990	83370	1827941	243508	44151991	0,384
1020	79974	1724814	243508	44151991	0,367
1050	76577	1621688	243508	44151991	0,351
1080	73181	1518562	243508	44151991	0,335
1110	69785	1415435	243508	44151991	0,319
1140	66388	1312309	243508	44151991	0,302
1170	62992	1209183	243508	44151991	0,286
1200	59595	1106057	243508	44151991	0,270
1230	56199	994078	243508	44151991	0,253
1260	52802	882100	243508	44151991	0,237
1290	49406	770122	243508	44151991	0,220
1320	46010	658144	243508	44151991	0,204
1350	42613	546166	243508	44151991	0,187
1380	39217	434188	243508	44151991	0,171
1410	35820	322210	243508	44151991	0,154
1440	32424	210232	243508	44151991	0,138
1500,0	25631	-13724	243508	44151991	0,106

24.2.2. 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
trave

X_{sezione}	armatura V_{Ed}	armatura T_{Ed}	Armatura A_{sw} / s	staffe
0	0,349	0,027	0,403	4 ϕ 12/10
30	0,343	0,027	0,397	4 ϕ 12/10
60	0,252	0,020	0,292	4 ϕ 12/10
90	0,227	0,019	0,265	4 ϕ 12/10
120	0,206	0,017	0,240	4 ϕ 12/10
150	0,186	0,016	0,218	4 ϕ 12/10
180	0,168	0,015	0,197	4 ϕ 12/10
210	0,152	0,014	0,180	4 ϕ 12/10
240	0,139	0,013	0,164	4 ϕ 12/10
270	0,127	0,012	0,150	4 ϕ 12/10
300	0,116	0,011	0,138	4 ϕ 12/10
330	0,113	0,011	0,134	4 ϕ 12/10
360	0,110	0,011	0,132	4 ϕ 12/10
390	0,108	0,011	0,129	4 ϕ 12/10
420	0,105	0,010	0,126	4 ϕ 12/10
450	0,103	0,010	0,124	4 ϕ 12/10
480	0,100	0,010	0,121	4 ϕ 12/20
510	0,098	0,010	0,118	4 ϕ 12/20
540	0,096	0,010	0,116	4 ϕ 12/20
570	0,093	0,010	0,113	4 ϕ 12/20
600	0,091	0,010	0,110	4 ϕ 12/20
630	0,088	0,009	0,107	4 ϕ 12/20
660	0,086	0,009	0,104	4 ϕ 12/20
690	0,084	0,009	0,101	4 ϕ 12/20

720	0,081	0,009	0,099	4φ12/20
750	0,079	0,008	0,096	4φ12/20
780	0,076	0,008	0,093	4φ12/20
810	0,074	0,008	0,090	4φ12/20
840	0,071	0,008	0,087	4φ12/20
870	0,069	0,007	0,084	4φ12/20
900	0,067	0,007	0,081	4φ12/20
930	0,064	0,007	0,078	4φ12/20
960	0,062	0,006	0,075	4φ12/20
990	0,059	0,006	0,072	4φ12/20
1020	0,057	0,006	0,069	4φ12/20
1050	0,055	0,005	0,065	4φ12/20
1080	0,052	0,005	0,062	4φ12/20
1110	0,050	0,005	0,059	4φ12/20
1140	0,047	0,004	0,056	4φ12/20
1170	0,045	0,004	0,053	4φ12/30
1200	0,042	0,004	0,050	4φ12/30
1230	0,040	0,003	0,047	4φ12/30
1260	0,038	0,003	0,044	4φ12/30
1290	0,035	0,003	0,040	4φ12/30
1320	0,033	0,002	0,037	4φ12/30
1350	0,030	0,002	0,034	4φ12/30
1380	0,028	0,001	0,031	4φ12/30
1410	0,026	0,001	0,028	4φ12/30
1440	0,023	0,001	0,024	4φ12/30
1500,0	0,018	0,000	0,018	4φ12/30

24.2.3. 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} = 196291 kg

Numero di trefoli attivi = 28

Tensione trefoli attivi = 4272.56

Compressione totale = 166287.87

Si dispongono: 12 ϕ 16 + 2 ϕ 24 As = a quota 8.00

Tensione nell'armatura: 904.58

ARC

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

AP0 06 'PONTE SU CANALE SABBIONCELLO'

RELAZIONE DI CALCOLO

25. VERIFICA DELLA SOLETTA

Si considera nei calcoli seguenti una fascia di soletta di larghezza pari a 1'000 mm e spessore 200 mm, armata con 5+5 barre Ø18.

Si prescrive un copriferro pari a 20 mm all'intradosso e pari a 60 mm all'estradosso.

25.1. 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	-411933	0
2	0	0,00	0,00	298337	0

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-306636	0
2	0	0,00	0,00	232381	0

Combinazioni quasi permanenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	9256	0
2	0	0,00	0,00	34515	0

Criteria 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 $(\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m})$ può valutarsi mediante l'espressione

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

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

$$k_2 = 1$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$



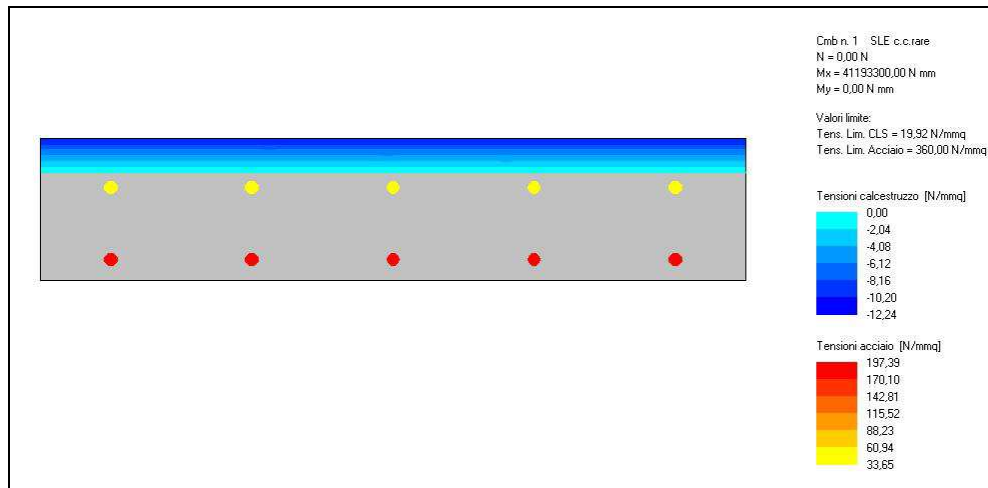
AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

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
AP0 06 'PONTE SU CANALE SABBIONCELLO'
RELAZIONE DI CALCOLO

ϕ il diametro delle barre

Risultati delle verifiche

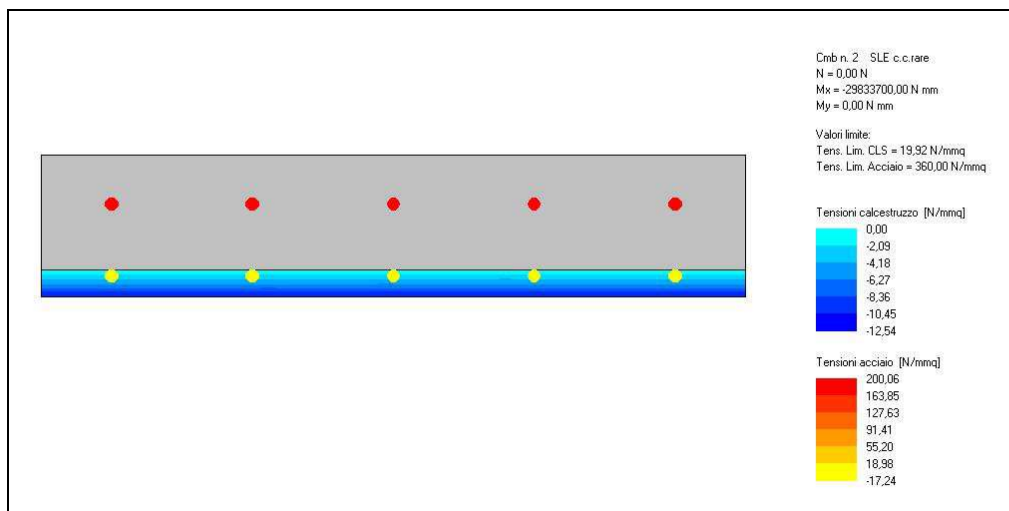
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M max



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a 197 N/mm². < 360 → VERIFICATO

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a 12.2 N/mm² < 19.9 → VERIFICATO

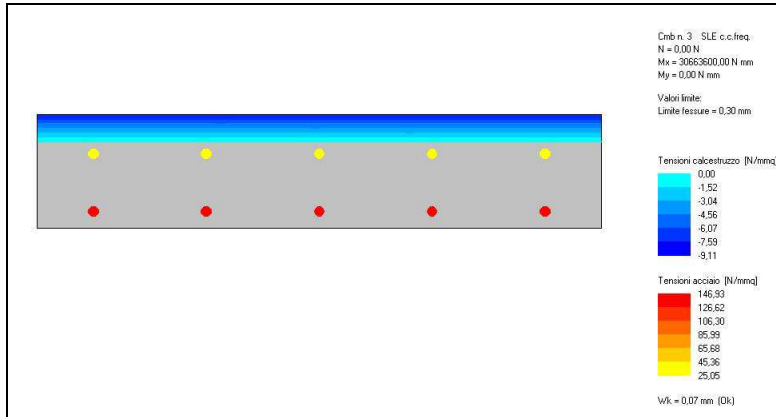
Combinazione caratteristica (rara): Verifica a M min



La massima tensione nell'acciaio risulta pari a 200 N/mm² < 360 → VERIFICATO

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo risulta pari a 12.4 N/mm² < 19.9 → VERIFICATO

Combinazione frequente: verifica a Mmax

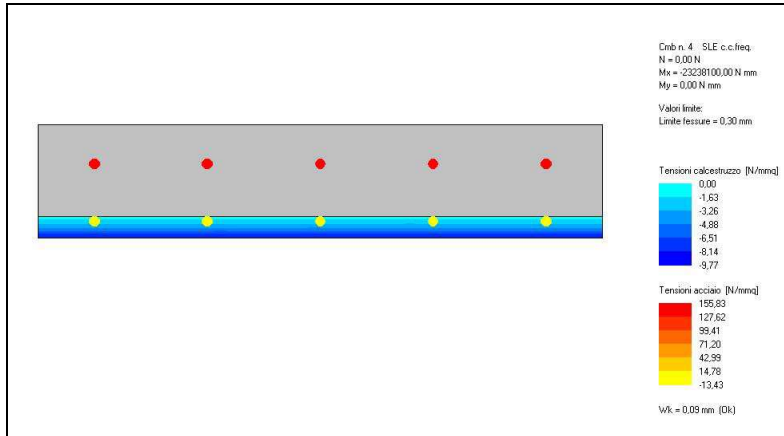


Verifica a fessurazione

Occorre procedere al calcolo dell'ampiezza delle fessure secondo le indicazioni della Circolare al capitolo C4.1.2.2.4.6.

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	1000	mm	
h : Altezza	200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	20	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n ^o barre armatura tesa	5		
φ : Diametro medio armatura tesa	18,00	mm	
A _s : Armatura tesa	1272	mm ²	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro [r+φ/2]	29	mm	
n ^o barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	18	mm	
A _{s'} : Armatura compressa	1272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	69	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	30,7	kNm	
E _c : modulo elasticità acciaio	210000	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)	33346	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	9,11	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	146,93	N/mm ²	
σ _{s'} : Tensione acciaio compresso	-25,06	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fess}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A _{s'})]	216026	mm ²	
S : momento statico	2,13E+07	mm ³	
Y _g : baricentro [S/A]	99	mm	
J : momento d'inerzia	7,14E+08	mm ⁴	
W : modulo resistenza [J/Y _g]	7,25E+06	mm ³	
f _{ctm}	3,02		resistenza media traz. semplice
σ _f = f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = α*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 _{ef} : Area "effettiva" cls = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	50657,1	mm ²	
p : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0251		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i _j : distanza tra barre tese	200	mm	
k _c	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_{max}"			
limite spaziatura barre : 5*(r+f/2)	145	mm	
Δ _{max} = k ₃ *r + k ₁ *k ₂ *k ₄ ³ /p	190	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k _c *f _{ctm} /p*(1+α*p))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000420		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = s _{sm} *ε _{sm}	0,080	mm	<w _{amm} =0,2

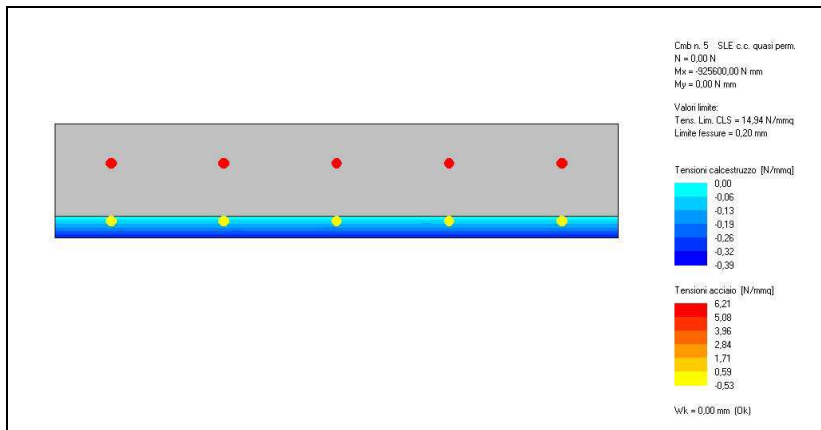
Combinazione frequente: verifica a Mmin



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	1000	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	1272	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	1272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	23,2	kNm	
E _s : modulo elasticità acciaio	210000	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)	13338	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	6,32	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	163,99	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio compresso	41,16	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{ford}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A _s +A' _s)]	240064	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 _i = f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{less} = σ _i *W	19,12	kNm	
M _{fless} < 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]	50178,5	mm ²	
ρ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0254		
w _{amm} : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
i _i : distanza tra barre tese	200	mm	
k _t	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_{max}"			
limite spaziatura barre : S*(r+f/2)	345	mm	
Δ _{max} = k ₃ *r + k ₁ *k ₂ *k ₄ *φ/p	325	mm	
Deformazione unitaria media dell'armatura "ε_{sm}"			
ε _{sm} = Max[(σ _s - k _t *f _{ctm} /p*(1+α*p))/E _s ; 0,6*σ _s /E _s]	0,000469		
Apertura delle fessure "w_k"			
w _d = S _{sm} *ε _{sm}	0,152	mm	<w _{amm} =0,2

Combinazione quasi permanente: verifica a M_{max}

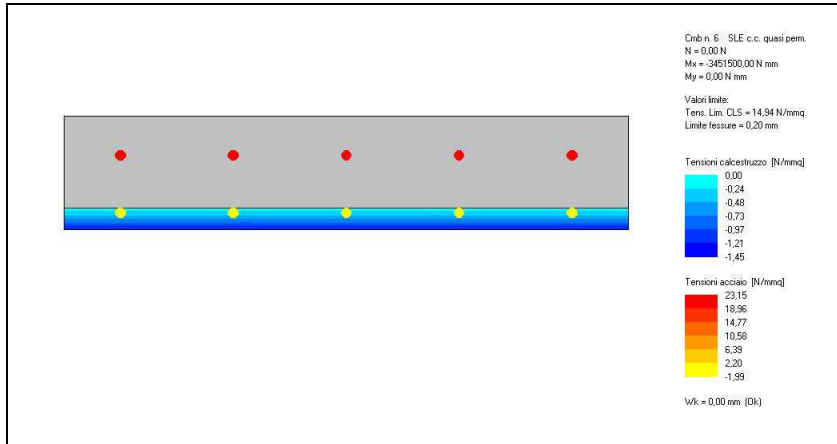


Verifica a fessurazione

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	1000	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	1272	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	1272	mm ²	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ ϕ' /2]	29	mm	
Sollecitazioni			
M : Momento flettente	0,9	kNm	
E _s : modulo elasticità acciaio	210000	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)	13338	N/mm ²	
$\alpha = E_s/E_{cm}$	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_{ford}"			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ α^2 (A _s +A' _s)]	240064	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
$\sigma_i = f_{ctm}/1,2$	2,52	N/mm ²	
M _{lim} = $\sigma_i * W$	19,12	kNm	
M _{fess} > M : OK			

Il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione: per tanto non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmin



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	3,5	kNm	
E _s : 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	0,94	N/mm ²	
σ _s : Tensione acciaio teso	24,35	N/mm ²	
σ' _s : Tensione acciaio compresso	6,11	N/mm ²	
Verifica allo stato limite di formazione delle fessure			
Momento di formazione delle fessure "M_{fess}"			
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 _f = f _{ctm} /1,2	2,52	N/mm ²	
M _{fess} = σ _f *W	19,12	kNm	
M _{fess} > M : OK			

Il momento sollecitante risulta inferiore al momento di prima fessurazione: per tanto non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

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

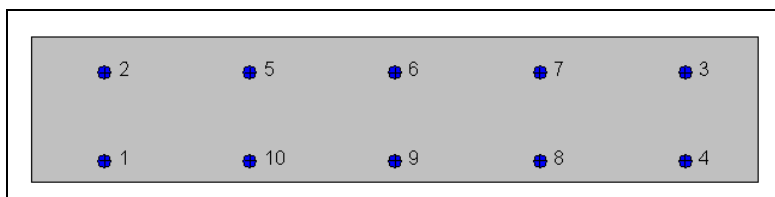
$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti

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

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	20,0
3	100,0	20,0
4	100,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	10,0	2,9	2,5	no
2	10,0	13,1	2,5	no
3	90,0	13,1	2,5	no
4	90,0	2,9	2,5	no
5	30,0	13,1	2,5	no

6	50,0	13,1	2,5	no
7	70,0	13,1	2,5	no
8	70,0	2,9	2,5	no
9	50,0	2,9	2,5	no
10	30,0	2,9	2,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente molto aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²

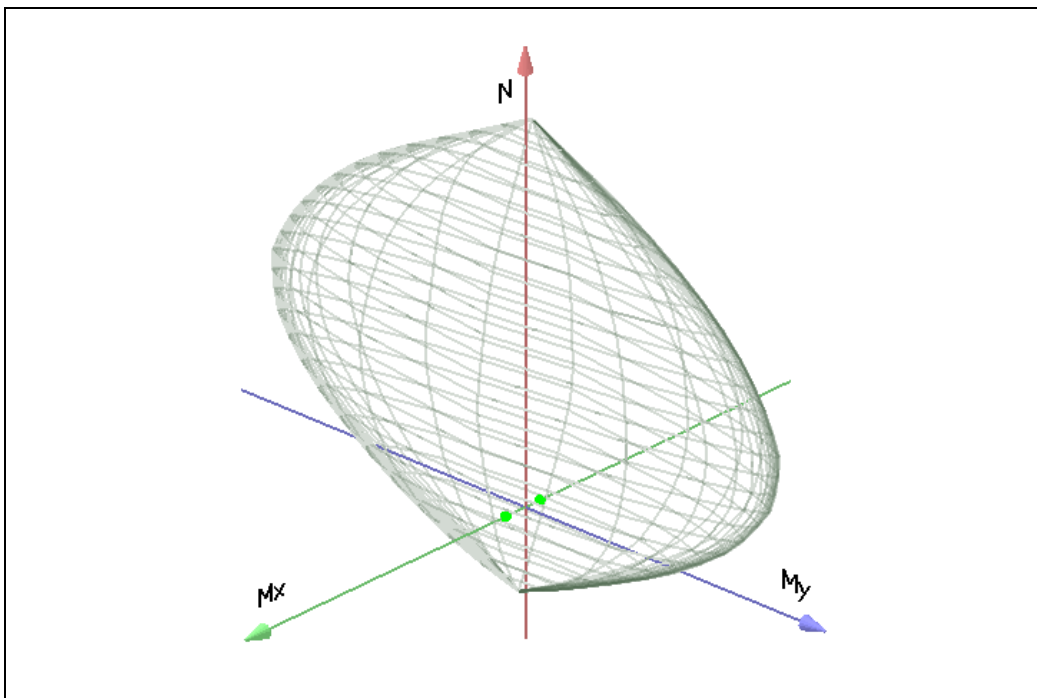
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
N	N mm	N mm	
-995748,20	19914961,57	0,00	Completamente tesa
4758414,15	-19914961,57	255,99	Completamente compressa
0,00	88267683,35	0,00	Fibre inferiori tese
0,00	-58347018,06	0,00	Fibre superiori tese
-1,18	-41,65392802280,94		Fibre di sinistra tese
-1,17	-41,32-392802283,98		Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
7	0,00	55344200,00	0,00	P	0,00	88267690,00	0,00	0,630	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,00	88267690,00	0,00	0,630	
8	0,00	-40665200,00	0,00	P	0,00	-58347020,00	0,00	0,700	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,00	-58347020,00	0,00	0,700	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
8	0,00	-40665200,00	0,00	N	0,00	-58347020,00	0,00	0,700	OK