



Provincia di Ravenna

Settore Lavori Pubblici

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELLA S.P.59 "GARDIZZA"
NEI COMUNI DI CONSELICE E LUGO

CUP : J94E17000370001

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

IMPORTO € 3.000.000,00

Presidente: Michele De Pascale	Consigliere Delegato: Nicola Pasi
-----------------------------------	--------------------------------------

Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	
---	--

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Paolo Nobile	Firme: _____ (documento firmato digitalmente)
PROGETTISTA : Ing. Giuseppe Colarossi	_____
PROGETTISTA STRUTTURE: Ing. Ivan Missioli	_____

0	EMISSIONE	IM	GC	PN	mar.2019
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

TITOLO ELABORATO:

PONTE SU CANALE FOSSATONE

RELAZIONE DI CALCOLO

Elaborato num: 2.2	Revisione: 000	Data:	Scala: VARIE	Nome file:
-----------------------	-------------------	-------	-----------------	------------

DESCRIZIONE OPERE strutturali : ponti su canali Fossatone e Diversivo

Criteri di dimensionamento e verifica.

Carichi elementari

Azione sismica

Nell'ambito del progetto che riguarda l'INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELLA S.P. 59 "GARDIZZA" NEI COMUNI DI CONSELICE E LUGO, per l'intera lunghezza della strada, pari a circa 3.535,00 ml e precisamente dall'intersezione con la S.P. 13 "Bastia" (Pk 0+000) fino all'intersezione con la S.P. 610 R "Selice" (Pk 3+535) e' necessario procedere alla costruzione di due ponti previa demolizione dei ponticelli in muratura,degradati ed ormai inadeguati, esistenti.

La strada provinciale in questione è interessata da significativi volumi di traffico pesante, dovuti principalmente alla presenza dell'importante azienda agroalimentare UNIGRA s.r.l.

La strada interseca alle pk 0+715 e 2+550 due canali consorziali, che scavalca con due manufatti in c.a. e muratura. Tali manufatti saranno demoliti e ricostruiti in c.a. e c.a.p. a norma NTC 2018 ed in ottemperanza alle disposizioni del Consorzio di Bonifica competente.

I nuovi ponti vengono denominati

Ponte sul canale Fossatone

Ponte sul canale Diversivo

L'esecuzione dei due nuovi ponti si inserisce all'interno del seguente schema delle lavorazioni:

1. spostamento degli impianti interferenti con le opere (prima della consegna dei lavori, ad opera degli enti gestori)
2. consegna dei lavori, accantieramento, recinzioni, tracciamenti, messa in opera segnaletica per deviazioni stradali;
3. scavi di sbancamento per ampliamento sede stradale;
4. allargamento dei manufatti in c.a. di attraversamento di due scoli consorziali;
ESECUZIONE NUOVI PONTI SUL FOSSATONE E SUL DIVERSIVO
5. tombamenti di fossi stradali in sezioni di allargamento vincolato;
6. realizzazione di opere idrauliche minori ed opere di contenimento;
7. scarifica ed asportazione fondazione su tutta la sede stradale esistente;
8. stabilizzazione a calce dei piani di posa dei nuovi rilevati e del corpo stradale esistente ove necessario;
9. realizzazione di rilevati con terre stabilizzate a calce;
10. stesa e compattazione di misto stabilizzato per fondazione stradale ;
11. messa in opera di pavimentazione bituminosa (base, binder, usura);
12. adeguamento degli impianti di pubblica illuminazione in corrispondenza delle intersezioni stradali;
13. posa in opera di nuove barriere stradali;
14. realizzazione di segnaletica orizzontale e verticale;
15. opere di finitura, idrauliche e di completamento;

Come anticipato i ponticelli esistenti sono due manufatti con spalle in muratura e impalcato in c.a..

Le opere sono fortemente degradate e inadeguate ai carichi pesanti e volumi di traffico attuali.

I due ponti sono simili in quanto simile e' la sezione idraulica del canale da scavalcare.

Il progetto rispetta le esigenze espresse dal Consorzio di Bonifica di Lugo che ha fornito le sezioni trasversali di progetto (eseguito in parte e da completare) dei due canali.

Viste le caratteristiche del terreno (vedasi relazione geologica dott. Geol. Andreatta) ,prese ulteriori informazioni in loco (fondazioni realizzate nel tempo presso il vicino stabilimento Unigra) si e' optato per una soluzione su Pali trivellati che , oltre a fornire le necessarie garanzie di resistenza e minimizzazione dei cedimenti verticali, permettono una celere esecuzione dei lavori. Infatti si prevede di (uno dopo che l'altro sia terminato(in modo da permettere sempre l'accesso ad Unigra almeno da un senso di percorrenza della strada), per ciascuno dei due ponti):

esecuzione dei pali su una spalla
esecuzione del relativo pulvino sovrastante
esecuzione dei pali sull'altra spalla
esecuzione del relativo pulvino sovrastante
demolizione del manufatto esistente (previo eventuale esecuzione di tura e tubazione adeguata per il flusso dell'acqua del canale : a questo proposito si segnala che eseguendo i lavori in periodo concordato con Consorzio di Bonifica e' possibile che il flusso dell'acquadei canali venga ridotto a valori minimali...o addirittura assente :

**PERIODO COMUNICATO DAL CONSORZIO DI BONIFICA
DAI PRIMI GIORNI DEL MESE DI NOVEMBRE A CIRCA IL 20 FEBBRAIO)**

posa appoggi in neoprene
montaggio travi prefabbricate
esecuzione soletta in c.a. (e traversi di testata)
posa in opera barriere di sicurezza
esecuzione finiture
L'utilizzo di travi prefabbricate permettera' una rapida esecuzione dei lavori.
La lunghezza delle travi e' di mt 12,20 ; luce di calcolo mt 11,40
Altezza delle travi cm 50 (tipo 50/75/75/s)
Spessore soletta cm 20
Larghezza carreggiata cm 950
Larghezza cordoli laterali per fissaggio barriere cm 60+ veletta cm 7,5

Il ponte sul canale Fossatone e' in 'retto'
Il ponte sul canale Diversivo presenta una leggera obliquita', non significativa per il calcolo Dell'impalcato.

Interferenza (tubazione acqua)

È da segnalare la presenza, su un lato del canale Diversivo , di una tubazione acquedotto (informazioni ricevute dalla Amm.Prov.) che evidentemente dovra' essere rimodulata e successivamente potra' essere posizionata sotto lo sbalzo laterale ed eventualmente da esso sostenuta tramite le apposite mensole di sostegno usualmente impiegate (eventuali rulli di scorrimento)

Normative utilizzate

- D.M. 17.01.2018: Nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- Eurocodice 1: UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1 – Azioni in generale
- Eurocodice 1: UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- Eurocodice 2: UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ETAG 001: Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare nel calcestruzzo

Materiali impiegati

Per le caratteristiche meccaniche dei materiali adottati per la realizzazione degli interventi previsti

Si prevede ,sinteticamente :

pali cls minimo	Rck 300 (C25/30)
pulvini	cls R 400 (C32/40)
soletta in opera	cls R 450 (C35/45)
travi prefabbricate	cls R 550
acciaio da C.A.	B 450 C
acciaio armonico	TS ½” fp1k ~ 17000 fptk ~ 19000 kg/cmq

Analisi dei carichi ELEMENTARI adottati per il dimensionamento delle opere

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi,

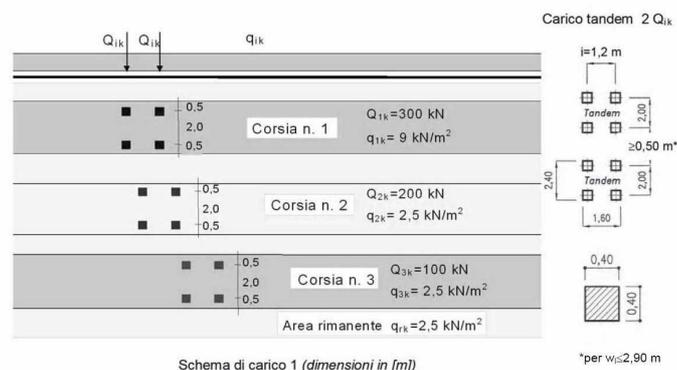
Azioni Permanenti

1. Peso proprio trave principale: 500 kg/mt ~
2. Peso proprio soletta: SP CM 20 , 500 KG/MQ
3. Peso trasversi: vedi calcolo in rdc
4. Peso pavimentazione: 300 kg/mq
5. Peso cordoli: cm 60 x 15 ; 225 kg/mt cad
6. Peso barriere: 100 kg/mt cad
- 7.

Azioni variabili da traffico: q1

Essendo un ponte di 1° categoria si considerano per i carichi mobili lo schema di carico 1

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



Schema di carico 1

- Schema di carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

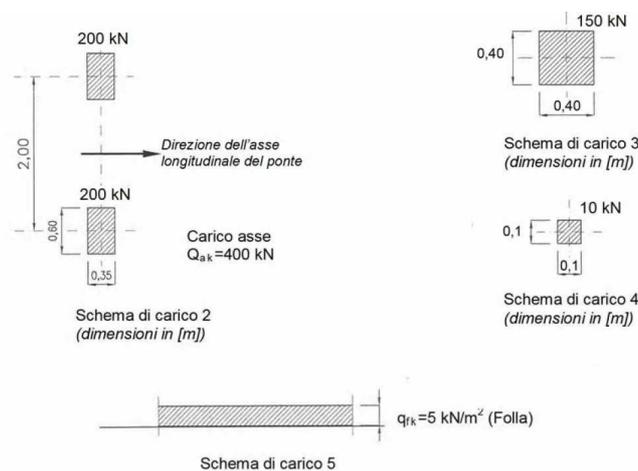


Figura 1 - Schema di carico 2-3-4-5.

Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione: q3

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia

convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} + q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_l \times L \leq 900 \text{ kN}$$

con

$w_l = 3,00\text{m}$ larghezza della corsia considerata;

$L =$ lunghezza totale della trave caricata;

Azioni centrifuga: q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in tabella 5.1.III delle NTC2018, essendo $Q_v = \sum_i 2xQ_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Nel caso in esame

ASSENTE

Carico da vento: q5

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto

ortogonalmente all'asse del ponte.

NEL NOSTRO CASO : TRASCURABILE

Carico da neve: q5

Il carico della neve viene calcolato secondo le formule del capitolo 3 del D.M. del 14/01/08 e come precisato nel capitolo 5 dello stesso si considera non concomitante con i carichi da traffico.

NEL NOSTRO CASO : TRASCURABILE

Azione sismica: q6

ASSUMENDO :

CLASSE D'USO III

VITA NOMINALE 50 ANNI

SI OTTIENE :

Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione

Facendo riferimento anche a quanto riportato nella Relazione Geotecnica, nel seguito si indicano i parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito:

Coordinate geografiche

Google Earth (WGS84)

Longitudine:

11,849481

Latitudine:

44,532972

Parametri di riferimento (file 12-L31_Spettri-NTCver.1.0.3.xls):

Vita nominale dell'opera VN:	50	anni
Classe d'uso:	III	
Coefficiente d'uso della costruzione c_u :	1.0	
Stati limite considerati:	SLD, SLV	
Categoria del suolo (da prove geotecniche):	D	
Categoria topografica:	T1	

Introducendo tutti i dati sopra riportati nel noto foglio di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xls", si ottengono i valori riportati nel prescritto allegato 'relazione sulla modellazione sismica'

.
. .

Lo schema strutturale e' semplice.

Si adotteranno pali trivellati di opportuna lunghezza (vedi Rdc)

In testa ai pali vi e' una trave pulvino con paraghiaia e orecchie laterali, quindi con sezione 'a seggiola' che riceve le travi prefabbricate in c.a.p..

L'impalcato e' del tipo classico a travi prefabbricate in cap con traversi di testata e soletta collaborante.

Il calcolo dell'impalcato e' stato svolto con programma di calcolo ampiamente testato e verificato, adottando la ripartizione trasversale dei carichi con il metodo di Massonnet.

.

In allegato, nella rdc, tutte le calcolazioni salienti.

Analisi dei carichi

Carichi sulla trave pulvino

Calcolo della trave pulvino collegata ai pali

Calcolo portata pali ai carichi verticali

Calcolo portata pali ai carichi orizzontali (Broms)

Calcolo dell'impalcato:

- Trave prefabbricata
- Soletta

Il tutto nel rispetto delle NTC 2018.

Nel calcolo sismico si e' assunto fattore di struttura=1

Il sisma verticale e' trascurabile in quanto nella combinazione sismica si considera assente il carico da traffico

E' stata considerata la combinazione di norma del sisma nelle due direzioni.

PRESCRIZIONI MATERIALI: (Travi pref. vedi tav.4.4)
CALCESTRUZZO (UNI EN 206-1 –UNI 11104)

SOLETTA DI IMPALCATO E TRAVERSI

CLASSE DI RESISTENZA AI FINI STATICI: C32/40
CLASSE DI ESPOSIZIONE: XF4
CLASSE DI CONSISTENZA: S4 (fluida)
RAPPORTO A/C max: $\leq 0,45$
DOSATURA MIN. DI CEMENTO: Kg/mc di impasto ≥ 340
DIAMETRO max INERTI (getto in opera): 16 mm

INERTI RESISTENTI AL GELO
COPRIFERRO MIN. ARMATURA RESISTENTE
mm 30 estradosso soletta.

A ulteriore garanzia l'Impresa ha comunicato che sopra la soletta viene eseguita una IMPERMEABILIZZAZIONE protettiva adeguata ai carichi ed alle condizioni ambientali. La proprietà è impegnata ad una regolare manutenzione dell'impermeabilizzazione.

TRAVE

CLASSE DI RESISTENZA AI FINI STATICI: C45/55
(vedere specifiche in tav.4.4)

PULVINO/SPALLA

CLASSE DI RESISTENZA AI FINI STATICI: C32/40
COPRIFERRO MIN. ARMATURA RESISTENTE mm 35

PALI

CLASSE DI RESISTENZA AI FINI STATICI: C25/30
COPRIFERRO MIN. ARMATURA RESISTENTE mm 50

ACCIAIO DA C.A.

- BARRE DI ACCIAIO B450C
- RETI ELETTROSALDATE B450A

Acciaio controllato in stabilimento.

L'acciaio utilizzato è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

$f_y \text{ nom} = 450 \text{ N/mm}^2$;

$f_t \text{ nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

e deve rispettare i requisiti indicati in tabella 11.3.1.b del DM 17/01/2018:

Modulo di elasticità $E_s = 206000 \text{ Mpa} = 206 \text{ Gpa}$

PRESCRIZIONE MATERIALI

tesatura iniziale trefoli = 14000 daN/cm².

calcestruzzo R_{ck} = 550 daN/cm². (C45/55)

Classe di esposizione XC3 (UNI 11104_UNI EN 206-1)

calcestruzzo R_{ckj} = 400 daN/cm².

incidenza trefoli = 13.14 kg/ml.

volume cls. = 2.55 mc.

peso trave = 6375 kg.

armatura lenta : acciaio B450C

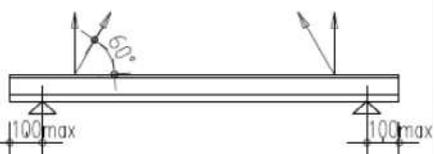
rete elettrosaldata : acciaio B450A

acciaio armonico TS 0.5"

f_{p(1)k} = 16700 daN/cm².

f_{ptk} = 18600 daN/cm².

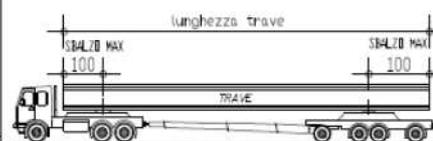
STOCCAGGIO E MONTAGGIO



TOLLERANZE DI PRODUZIONE

- dimensione sezione +/- 1 cm.
- lunghezza trave +/- 2 cm.
- posiz. cavi di prec. +/- 0.5 cm.
- posiz. inserti +/- 2 cm.
- copriferro min. alle staffe 3 cm

SCHEMA DI TRASPORTO



REQUISITI DEL CALCESTRUZZO E CARATTERISTICHE ESSENZIALI

Vita nominale utile	50 anni
Classe di resistenza a compressione del c.l.s.	C45/55
Classe di esposizione (UNI EN 206-1; UNI 11104)	XC3
Massimo rapporto acqua / cemento	0.45
Minimo contenuto in cemento tipo CEM I 52,5 R	360 daN/mc
Dimensione massima nominale dell'aggregato	16 mm
Classe di consistenza	SF2 (65-75 cm)
Classe di contenuto in cloruri	
(% di ioni cloruro rispetto alla massa del cemento)	Cl 0.10
I manufatti prefabbricati sono soggetti ad attestazione di conformità CE ai sensi del D.P.R. 246/93.	

Analisi dei carichi

IMPALCATO

- **Peso proprio travi:** $Ac_{trave} = 0,1964 \text{ m}^2 \rightarrow 2500 \cdot 0,1964 = 491 \text{ kg/ml} \sim 500 \text{ kg/ml}$

Nr. 13 travi

Lc = 11,40 mt

Ltrave = 12,20 mt

$\rightarrow 500 \times 12,20 / = 3050 \text{ kg} \rightarrow 3050 \text{ kg} \cdot 13 = \mathbf{39650 \text{ kg} / (\frac{1}{2} \text{ impalcato})}$

- Soletta sp. 20 cm: $2500 \cdot 0,20 \cdot 10,85 = 5425 \text{ kg/m} \rightarrow 5425 \cdot 12,20/2 = \mathbf{33092 \text{ kg} / (\frac{1}{2} \text{ impalcato})}$

- Cordoli e velette: $2500 \cdot 0,15 \cdot 0,675 = 253 \text{ kg/m} \rightarrow 253 \cdot 2 \cdot 12,20/2 = \mathbf{3088 \text{ kg} / (\frac{1}{2} \text{ impalcato})}$

- Traversi di testa:

area campo fra trave e trave: $A = 2176 \text{ cm}^2 \rightarrow 2176 \cdot 0,25 \cdot 0,60 = 326 \text{ kg} \rightarrow 326 \cdot 12 = 3916 \text{ kg}$

area campo estremità : $A = 1068 \text{ cm}^2 \rightarrow 1068 \cdot 0,25 \cdot 0,60 = 160 \text{ kg} \rightarrow 160 \cdot 2 = 320 \text{ kg}$

\rightarrow peso totale trasverso di testa: $3916 + 320 = \mathbf{4236 \text{ kg}}$

- Finiture: $300 \text{ kg/m}^2 \times 9,50 = 2850 \text{ kg/m} \rightarrow 2850 \cdot 12,20/2 = \mathbf{17385 \text{ kg} / (\frac{1}{2} \text{ impalcato})}$

- Barriere: $100 \cdot 2 \cdot 12,20/2 = \mathbf{12200 \text{ kg} / (\frac{1}{2} \text{ impalcato})}$

TOT PERMANENTI SU 1 SPALLA: $39650 + 33092 + 3088 + 4236 + 17385 + 1220 = \mathbf{98671 \text{ kg} / 1 \text{ spalla}}$

TOT PERMANENTI SU 1 TRAVE: $= 98671 \text{ kg} / 13 = 7590 \text{ kg} / \text{trave}$

SPALLA

$2500 \cdot 0,35 \cdot 0,80 = 700 \text{ kg/m}$

$2500 \cdot 1,30 \cdot 0,80 = 2600 \text{ kg/m}$

3300 kg/m

Btot spalla = 10,70 ml

Peso totale spalla = $3300 \times 10,70 = 35310 \text{ kg}$

ORECCHIE

Paramento:

$$(1,05+1,75) \times 1,15 / 2 = 1,61 \text{ m}^2$$

$$1,61 \times 0,35 = 0,56 \text{ m}^3$$

$$2500 \times 0,56 = 1408 \text{ kg}$$

Cordolo sup:

$$2500 \times 0,45 \times 0,325 \times 1,15 = 420 \text{ kg}$$

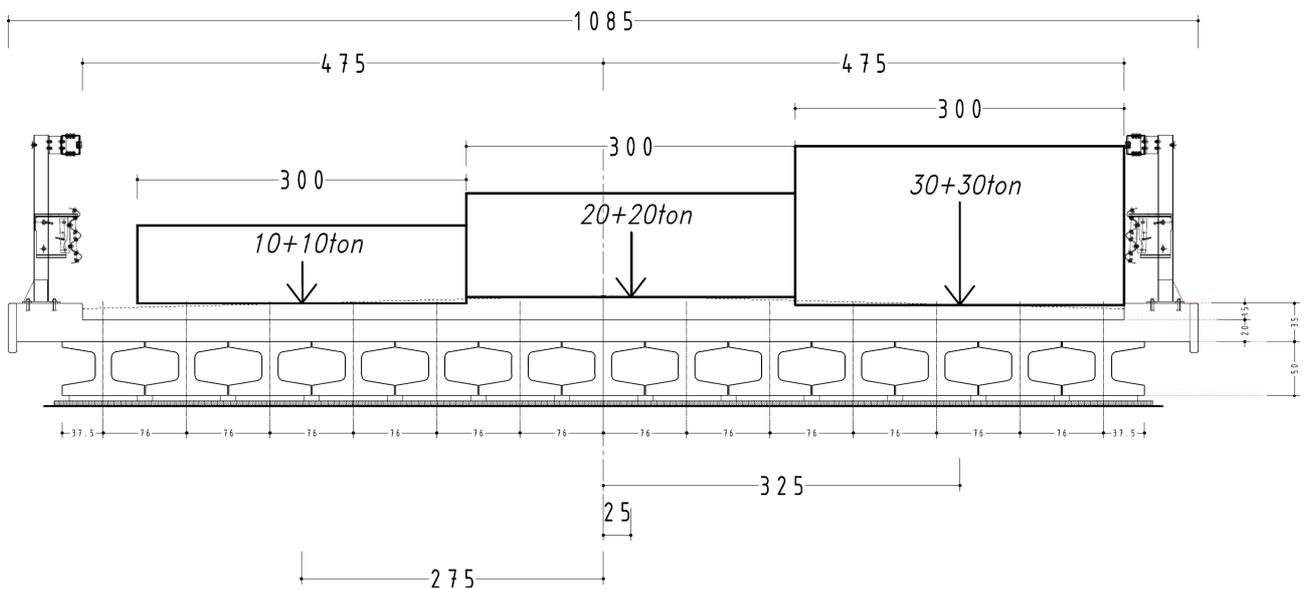
$$\text{Tot paramento} + \text{cordolo} = 1828 \text{ kg}$$

$$\text{Tot x 2 orecchie: } 1828 \times 2 = 3657 \text{ kg}$$

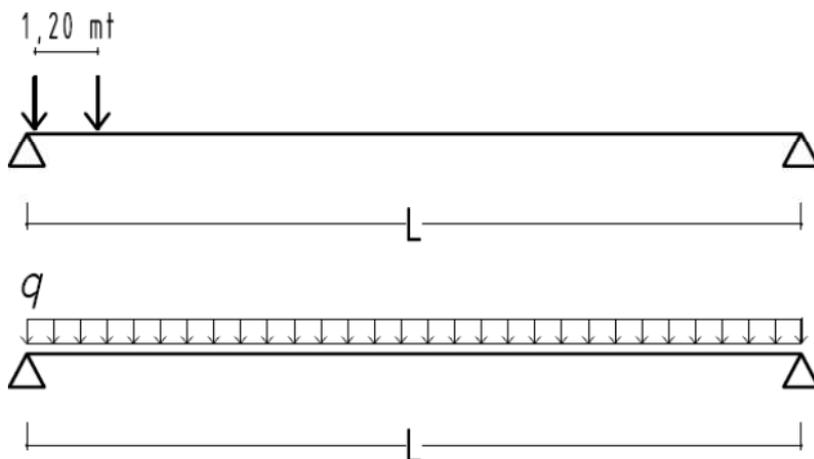
→ **PESO TOTALE SPALLA + ORECCHIE: 35310 + 3657 = 38967 kg**

Calcolo delle reazioni sugli appoggi trave per effetto carichi mobili

Si riporta lo schema dei carichi mobili.



Schema statico:



$$q1 = 900 \text{ kg/m}^2 \times 3,00 \times 12,20 / 2 = 16470 \text{ kg}$$

$$q2 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 3,00 \times 12,20 / 2 = 4575 \text{ kg}$$

$$q3 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 3,00 \times 12,20 / 2 = 4575 \text{ kg}$$

$$q4 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,50 \times 12,20 / 2 = 762 \text{ kg}$$

Si calcolano le reazioni massime sulle travi con il metodo di Courbon Albenga.

FORMULAZIONE DI COURBON

$$\rho_i = \frac{1}{n} \cdot \left[1 \pm 6 \cdot \frac{(1+n-2 \cdot i) \cdot e}{n^2 - 1} \cdot \frac{1}{\lambda} \right]$$

n numero delle travi di uguale momento di inerzia
 i numero d'ordine delle travi
 e eccentricità del carico
 λ interasse delle travi
 ρ_i coefficiente di ripartizione

ecc.carico e (m)
 interasse λ (m)
 nr.tot.travi n

si suppone P=carico =1

i	ρ _i
1	0.077
2	0.077
3	0.077
4	0.077
5	0.077
6	0.077
7	0.077
8	0.077
9	0.077
10	0.077
11	0.077
12	0.077
13	0.077
0	0.000
0	0.000
0	0.000
0	0.000
0	0.000
0	0.000
NR MAX travi = 18	0
	1.000



carico FILA 1		carico FILA 2		carico FILA 3		carico FILA 4		carico FILA 5	
e (m)	<input type="text" value="3.25"/>	e (m)	<input type="text" value="0.25"/>	e (m)	<input type="text" value="-2.75"/>	e (m)	<input type="text" value="0"/>	e (m)	<input type="text" value="0"/>
λ (m)	<input type="text" value="0.76"/>	λ (m)	<input type="text" value="0.76"/>	λ (m)	<input type="text" value="0.76"/>	λ (m)	<input type="text" value="0.76"/>	λ (m)	<input type="text" value="0.76"/>
n	<input type="text" value="13"/>	n	<input type="text" value="13"/>	n	<input type="text" value="13"/>	n	<input type="text" value="13"/>	n	<input type="text" value="13"/>

ASSUMENDO INTENSITA' DI CARICO = 1,000 OTTENGO I SEGUENTI COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE (controllo : la SOMMA deve dare 1,000 ...)

i	ρ _i								
1	0.218	1	0.088	1	-0.042	1	0.077	1	0.077
2	0.194	2	0.086	2	-0.022	2	0.077	2	0.077
3	0.171	3	0.084	3	-0.003	3	0.077	3	0.077
4	0.147	4	0.082	4	0.017	4	0.077	4	0.077
5	0.124	5	0.081	5	0.037	5	0.077	5	0.077
6	0.100	6	0.079	6	0.057	6	0.077	6	0.077
7	0.077	7	0.077	7	0.077	7	0.077	7	0.077
8	0.053	8	0.075	8	0.097	8	0.077	8	0.077
9	0.030	9	0.073	9	0.117	9	0.077	9	0.077
10	0.006	10	0.072	10	0.137	10	0.077	10	0.077
11	-0.017	11	0.070	11	0.156	11	0.077	11	0.077
12	-0.041	12	0.068	12	0.176	12	0.077	12	0.077
13	-0.064	13	0.066	13	0.196	13	0.077	13	0.077
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
	1.000		1.000		1.000		1.000		1.000

assumendo per P un valore diverso da 1,000 e precisamente

per il carico FILA 1	ton	70.568
per il carico FILA 2	ton	40.640
per il carico FILA 3	ton	22.607
per il carico FILA 4	ton	0.000
per il carico FILA 5	ton	0.000
somma=		133.815

ottengo per le varie travi i seguenti VALORI TOTALI

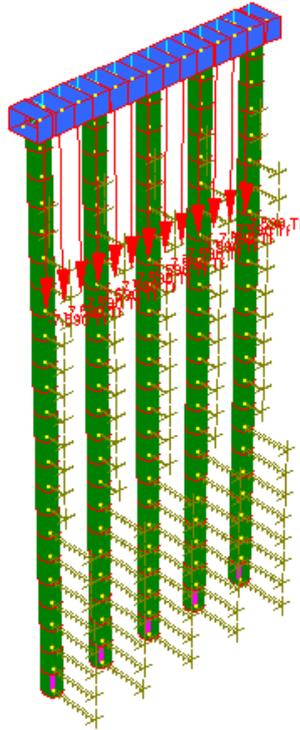
trave nr	totale TON
1	17.986
2	16.704
3	15.422
4	14.140
5	12.858
6	11.576
7	10.293
8	9.011
9	7.729
10	6.447
11	5.165
12	3.883
13	2.601
0	0.000
0	0.000
0	0.000
0	0.000
0	0.000
controllo SOMMA	133.815

Note le reazioni massime di appoggio fornite dalle travi si esegue la verifica del pulvino /spalla e dei pali di fondazione.

Si modella l'insieme pulvini/spalla e pali di fondazione con il programma agli elementi finiti straus7.

La rigidità del terreno è modellata con molle opportunamente tarate in base ai parametri meccanici del terreno ricavati a partire dalla relazione geologico-geotecnica.

VERIFICA PULVINO/SPALLA

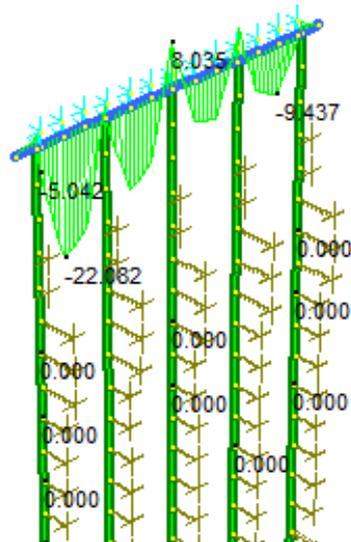


Modello agli elementi finiti

Si riportano le sollecitazioni agenti sul pulvino/spalla nelle combinazioni di carico piu' significative: NEL CASO DI ASSENZA DI SISMA :

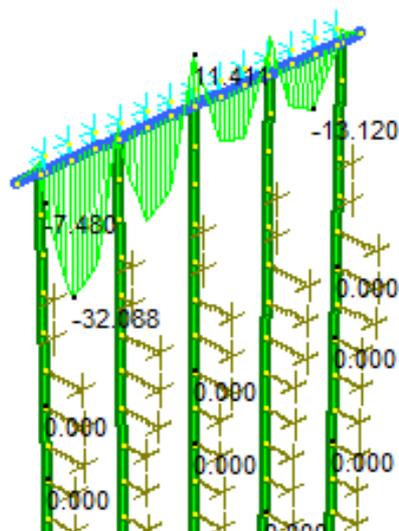
- COMBINAZIONE RARA (permanenti + accidentali)
- COMBINAZIONE FONDAMENTALE (permanenti x 1,35 + carichi mobili x 1,50)

	MIN	MAX
BM2(Tf.m)	-22.082	8.035
	[Bm:11]	[Bm:7]



Momento flettente pulvino ($M_{max} = 22 \text{ ton m}$) – combinazione rara

	MIN	MAX
BM2(Tf.m)	-32.088	11.411
	[Bm:11]	[Bm:7]



Momento flettente pulvino ($M_{ED} = 32 \text{ ton m}$) – combinazione fondamentale

Si riportano le verifiche strutturali dell'elemento pulvino :

Calcestruzzo C28/35

Acciaio B450C

Armatura:

7 ϕ 26 inf.

6 ϕ 26 sup.

Verifica combinazione rara:

Mf = 22 ton m

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

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

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	130	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37.17	75
2	31.86	5

Solllecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 220 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

σ_c -1.985 N/mm²

σ_s 85.93 N/mm²

ϵ_s 0.4296 ‰

d 75 cm

x 19.3 x/d 0.2574

δ 0.7617

$$\sigma_c = 19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 859 \text{ kg/cm}^2$$

→ verifica soddisfatta

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	130	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37.17	75
2	31.86	5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 320 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 15.87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6667
	τ _{c1} 1.971

M_{xRd} 1,043 kN m

σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 39.07 ‰
d 75 cm
x 6.166 x/d 0.08221
δ 0.7

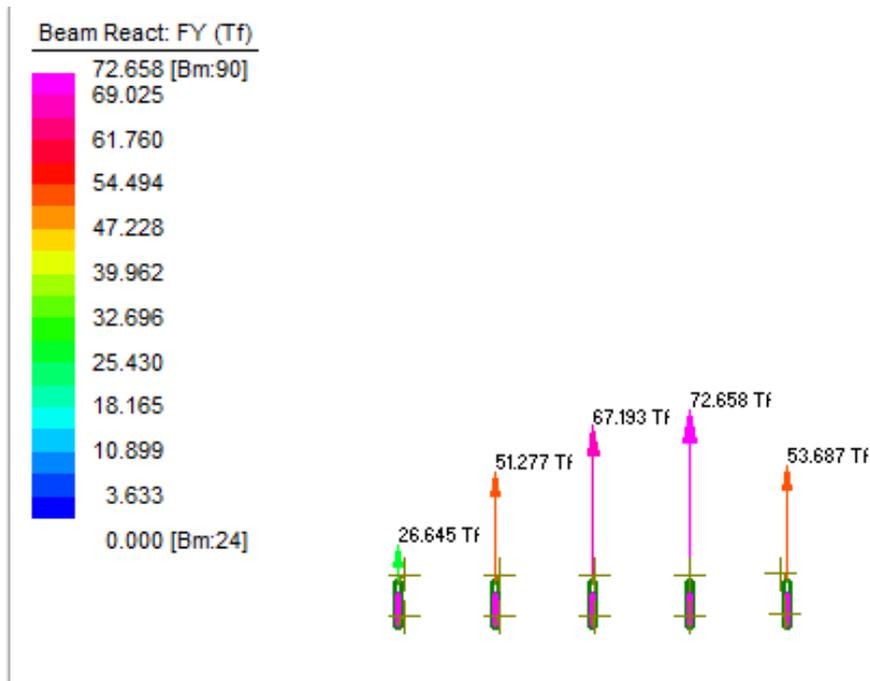
$$M_{RD} = 104 \text{ ton m} \gg M_{ED} (=32 \text{ ton m})$$

VERIFICA PALI

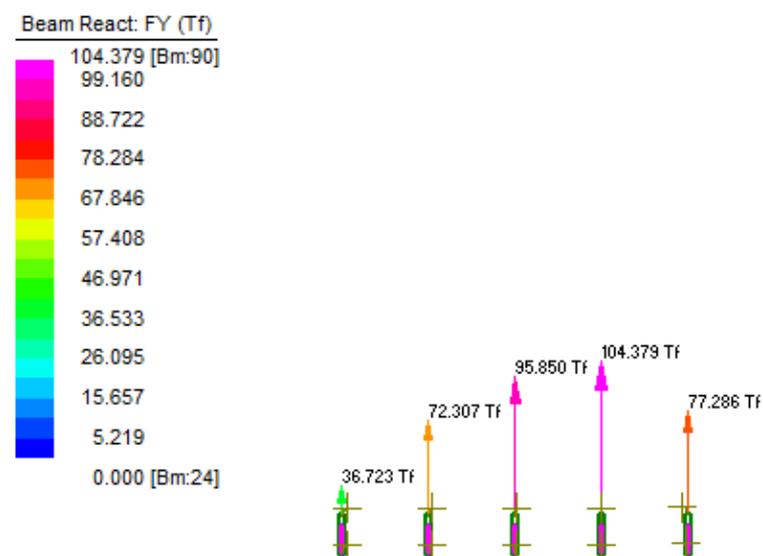
Portata in riferimento ai carichi verticali

Si ricava il carico verticale massimo agente sui pali nelle seguenti combinazioni di carico:

- COMBINAZIONE RARA (permanenti + accidentali)
- COMBINAZIONE GEO - APPROCCIO 2 (permanenti x 1,35 + carichi mobili x 1,50)



$R_{max_palo} = 72,658 \sim 73 \text{ ton}$ - combinazione rara



$R_{max_palo} = 104,379 \sim 105 \text{ ton}$ - **combinazione GEO Approccio 2**

Verifica portata limite PALI

Lpali = ml 23,00

CALCOLO PORTATA PALO TRIVELLATO METODO ANGELI
CON BASE IN TERRENO INCOERENTE

INPUT CELLE colore

TITOLO DEL LAVORO

calcolo della portata di pali con base in terreno incoerente metodo STORICO

$P_u = P_b + P_l - W$

Pu = portata utile
Pb = portata di base
Pl = portata laterale
W = peso proprio del palo immerso

RL = RESISTENZA LATERALE UNITARIA ; RL= F NELLE SABBIE ; RL=CA NELLE ARGILLE
CA = alfa * Cu (resistenza laterale unitaria per adesione palo terreno) nelle argille
F = $k_0 * P'v * \text{tang}(F_i)$ resistenza laterale unitaria per attrito palo terreno nelle sabbie
P'v = pressione litostatica efficace
d = diametro del palo in metri

profondita' riferite alla superficie del terreno = 0,00
profondita' testa palo = 2.00 metri nb DARE
profondita' base palo = 25.00 metri VALORI
profondita' della falda..... = 2.00 metri POSITIVI

Ko(nc) = 1- sin (Fi)
Ko(oc) = ko(nc) - OCR^0,5

Q_LAT

portata laterale fare coincidere uno strato con la quota della falda eventuale

s t r a t o	h spessore	Cu	Alfa	Fi ang.attr	Ko	RL	h * RL	Gamma'	Gamma' * h	P'vo_a meta'_strato
da mt	a mt	kg/cm2	-	deg	%	t/mq	t/m	ton/mc	ton/mq	ton/mq
0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	---	0.00	0.00	1.850	3.70	1.85
2.00	3.00	1.00	0.25	1.00	---	2.50	2.50	0.750	0.75	4.08
3.00	5.50	2.50	0.40	0.86	---	3.44	8.60	0.850	2.13	5.51
5.50	16.00	10.50	0.25	1.00	---	2.50	26.25	0.900	9.45	11.30
16.00	25.00	9.00	0.75	0.56	---	4.20	37.80	0.900	8.10	20.08

somma (Hi * Ri) = 75.15 P_vo_base 24.13 ton/mq

PL = pigreco * d * somma(Hi * Ri) / F F_later = coefficiente di sicurezza = 2.5 sulla portata laterale
diametro del palo ipotesi = mt 0.60 0.80 1.00
RESISTENZA LATERALE LIMITE = TON 141.7 188.9 236.1 P_L_LIM

da cui, introducendo il coeff. di sicurezza scelto= 2.5 otteniamo PORTATA LATERALE = ton 56.7 75.5 94.4 ammissibile

Q_BASE

F_base=c_sic_portata_base= 3.0 portata di base su terreno incoerente Pb= A * (9 Cu + Nq * P'vo) / F_base

Nq_ alla base del palo = 1 coesione alla base del palo =Cu = ton/mq 5.50 > 9 * Cu = 49.5
> Nq * P'vo = 24.125 diametro del palo ipotesi = mt 0.60 0.80 1.00
Area palo = mq 0.28 0.50 0.79
talvolta si realizza un allargamento della base palo--- rapporto area di base / area del fusto= 1.00 1.00 1.00
area di base del palo = mq 0.28 0.50 0.79
P'vo ton/mq pressione litostatica efficace alla base = 24.13 24.13 24.13
> Nq * P'vo = ton/mq 24.125 24.125 24.125
> 9 * Cu = ton/mq 49.50 49.50 49.50

PORTATA DI BASE LIMITE = TON 20.8 37.0 57.8 P_B_LIM

da cui, introducendo il coeff. di sicurezza scelto= 3.0 otteniamo PORTATA DI BASE = ton 6.9 12.3 19.3 ammissibile

Q_tot

in conclusione, sommando portata laterale e di base, per i vari tipi di diametro d=mt 0.60 0.80 1.00
ton Pb+PL = 63.6 87.9 113.7 ammissibile 'LORDA' ...
però' debbo detrarre il W = peso palo - peso terreno asportato 3.6 6.5 10.1 A CUI DETTRARE pp_palo
infine ton PORTATA UTILE = PL + Pb - w* = 60.0 81.4 103.6 ammissibile
PALO DI DIAMETRO metri 0.60 0.80 1.00

memo 'calcolo fatto secondo metodo convenzionale antecedente l'introduzione delle NTC'
con coefficiente di sicurezza sulla portata laterale = 2.5
con coefficiente di sicurezza sulla portata di base = 3.0

quelle appena calcolate erano le 'portate (P) del palo' calcolate con il metodo tradizionale , sia PORTATE_LIMITE che PORTATE_AMMISSIBILI

passiamo ora al calcolo delle resistenze (Rd_palo) secondo ntc 2018

come noto le portate limite (laterale e di base) vanno calcolate con i metodi tradizionali PER CIASCUNA DELLE VERTICALI INDAGATE (IN CUI HO UNA PROVA...
SE I RISULTATI DELLE VARIE VERTICALI INDAGATE SONO SIMILI si puo' fare il calcolo sulla base di un profilo medio ed assumere i valori calcolati come media

scelta

DIAMETRO titolo : PALO TRIVELLATO DIAMETRO mt 0.80 con base su terreno incoerente

la tabella fornita dalle ntc 2008 e' la seguente , a seconda del numero di verticali indagate Tab 6.4.IV

nr.verticali indagate	1	2	3	4	5	7	10
coeffic ζ3	1.70	1.65	1.60	1.56	1.50	1.45	1.40
coeffic ζ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

NEL NOSTRO CASO NR.verticali indagate= 2 per cui i coeff da usare sono : ζ3 1.65 ζ4 1.55

nota: con una sola verticale indagata , le portate limite coincidono ...
dal calcolo precedente (tradizionale) fatto ricordiamo le portate limite ottenute : (vedi sopra... per il diametro di palo scelto...
P_lim_media = PL + PB = 188.9 + 37.0 = 225.87494 ton applicando il coeffic ζ3... = P_lim_media_ridotta mt. 136.9
P_lim_minima = PL + PB = 188.9 + 37.0 = 225.87494 ton applicando il coeffic ζ4... = P_lim_minima_ridotta mt. 145.7
per cui il coefficiente riduttivo da utilizzare e' 1.65

INFINE > Resistenza_caratt= R_ck_palo = 114.5 + 22.4 = 136.9 TON 'caratteristica' <<< R_ck_PALO

VEDIAMO LA RESISTENZA DI PROGETTO del palo Rd_palo= Rd per brevita'
ricordiamo la tabella 6.4.II delle ntc 08

resistenza	simbolo	PALI INFISSI -----			PALI TRIVELLATI -----			PALI ad ELICA CONTINUA -----		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
laterale	γS	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
base	γB	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30

TIPO 1 =PALO INFISSO
DI 2 =PALO TRIVELLATO
PALO 3 =PALO ELICA CONTINUA

SCELTA DEL TIPO DI PALO (1,2,3... =..... 2

E' STAO ADOTTATO UN PALO TRIVELLATO

VEDIAMO LA Rd CON I DUE 'APPROCCI' SECONDO ntc 18
APPROCCIO 2:

vedi TAB	valori da usare per R3	PALO	TRIVELLATO
γS	1.15		Rd= ton 99.5 + 16.6 = 116.1 ton Rd_palo in approccio 2
γB	1.35		

tale valore va confrontato con quello 'SOLLECITANTE' ottenuto dal calcolo in cui, per un edificio i carichi perm strutturali vanno moltiplicati x 1,30 e i carichi perm.non strutt e i carichi variabili vanno moltiplicati per 1,50

Riepilogando:

Q_{lim} , pali APPROCCIO 2 = 116,1 ton > R_{ED} (= 104 ton)

→ verifica soddisfatta

N.B. Il calcolo svolto è condotto secondo una ipotesi cautelativa e a favore della sicurezza in quanto nel calcolo di capacità portante del palo sono stati assunti i valori maggiormente cautelativi del range di valori fornito dalla relazione geologico geotecnica.

Verifica flessionale del palo : la condizione peggiore e' quella sismica

Si ricordano i principali parametri dell'azione sismica.

Si adottera' fattore di struttura=1

Poiche' la verifica in condizioni sismiche non prevede ,di norma, la presenza dei carichi mobili,l'effetto del sisma verticale e' trascurabile.

Si considerera' invece l'azione concomitante di sisma in direzione X e di sisma in direzione Y, combinati secondo normativa.

Coordinate geografiche

Gooogle Earth (WGS84)

Longitudine: 11,849481

Latitudine: 44,532972

Parametri di riferimento (file 12-L31 Spettri-NTCver.1.0.3.xls):

Vita nominale dell'opera VN: 50 anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso della costruzione c_u : 1.0

Stati limite considerati: SLD, SLV

Categoria del suolo (da prove geotecniche): D

Categoria topografica: T1

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.060	2.477	0.272
SLD	75	0.075	2.462	0.281
SLV	712	0.196	2.501	0.284
SLC	1462	0.256	2.450	0.297

Essendo il pulvino/spalla "elemento di fondazione" : riceve la massa sismica trasmessa dall'impalcato moltiplicato per l'azione sismica allo S.L.V. di ancoraggio al suolo.

I carichi permanenti che le travi trasferiscono al pulvino valgono:

TOT PERMANENTI SU 1 SPALLA: $39650+33092+3088+4236+17385+1220=98671$ kg / 1 spalla

TOT PERMANENTI SU 1 TRAVE: $= 98671$ kg / 13 = 7590 kg / trave

Essendo l'accelerazione sismica di ancoraggio al suolo pari a:

$$a_{g/g_ancoraggio, SLV} = 0,196 \cdot S_s \cdot S_t = 0,196 \cdot 1,663 \cdot 1,00 = 0,325$$

pertanto l'azione sismica trasferita da ciascuna trave al pulvino vale:

$$F_{sism_trave} = 0,325 \cdot 7590 = 2466 \text{ kg per 1 trave (azione sismica)}$$

A queste masse occorre aggiungere le masse sismiche del pulvino/spalla e delle orecchie laterali.

$$\text{Peso totale spalla} = 3300 \times 10,70 = 35310 \text{ kg}$$

$$F_{sism_spalla} = 0,325 \cdot 35310 = 11475 \text{ kg} \rightarrow 11475 / 10,70 = 1072 \text{ kg/ml (azione sismica a ml)}$$

$$\text{Peso 1 orecchia laterale: } 1828 \text{ kg}$$

$$F_{sism_orecchia} = 0,325 \cdot 1828 = 594 \text{ kg per 1 orecchia (azione sismica)}$$

Nel calcolo si assume un coefficiente di Winkler variabile con la profondità, come individuato dalla relazione geologico-geotecnica.

Si assume, in via prudenziale e a favore della sicurezza, per ogni strato si assume il valore maggiormente cautelativo del range di valori fornito dalla relazione geologico geotecnica.

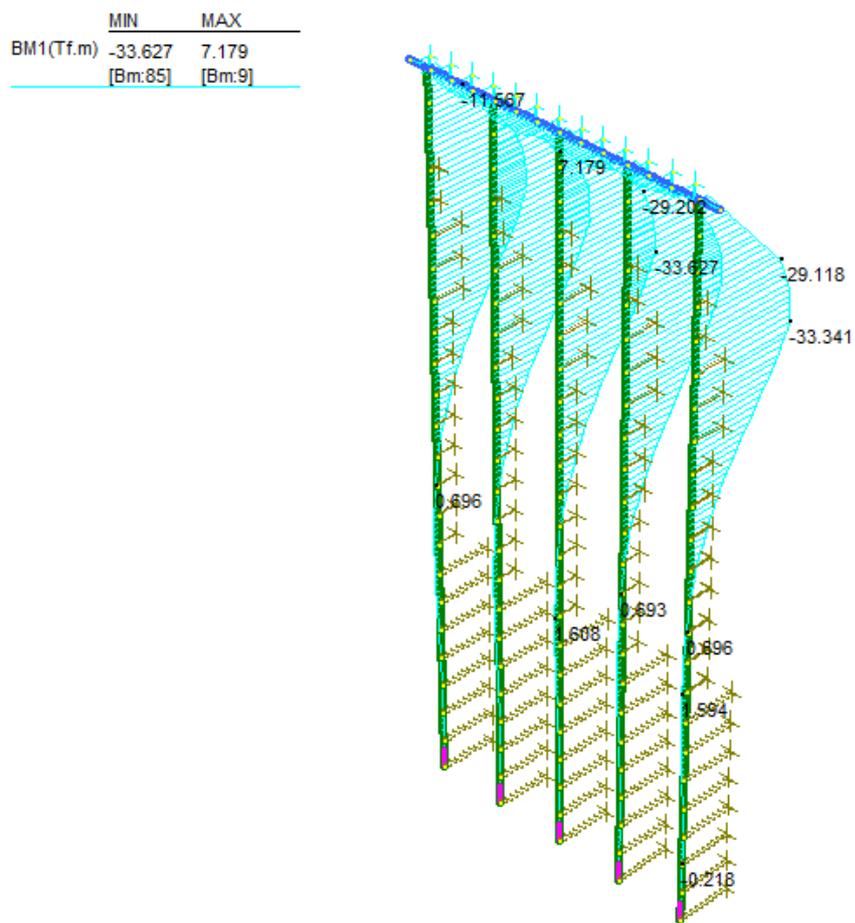
Si riportano le sollecitazioni agenti sui pali in combinazione sismica.

1) SISMA agente in direzione LONGITUDINALE all'impalcato

2) SISMA agente in direzione TRASVERSALE all'impalcato

3) SISMA agente in direzione LONGITUDINALE + 0,30 x sisma in dir. TRASVERSALE

1) SISMA agente in direzione LONGITUDINALE all'impalcato



Momento flettente massimo sui pali in combinazione sismica allo SLV –sisma dir. LONG.

MED_SLV = 33,6 ton m a quota -5,00 mt da testa palo

Nsism. corrisp. = 21,6 ton

Si esegue la verifica a presso-flessione del palo allo SLU

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

Armatura:

8φ24

Verifica C.A. S.L.U. - File: PORTATA PALO F180

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 40 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N* barre uguali 8
 Diametro barre 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.) 5 [cm]

N* barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 216 210 kN
 M_{xEd} 336 270 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] 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 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm ²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

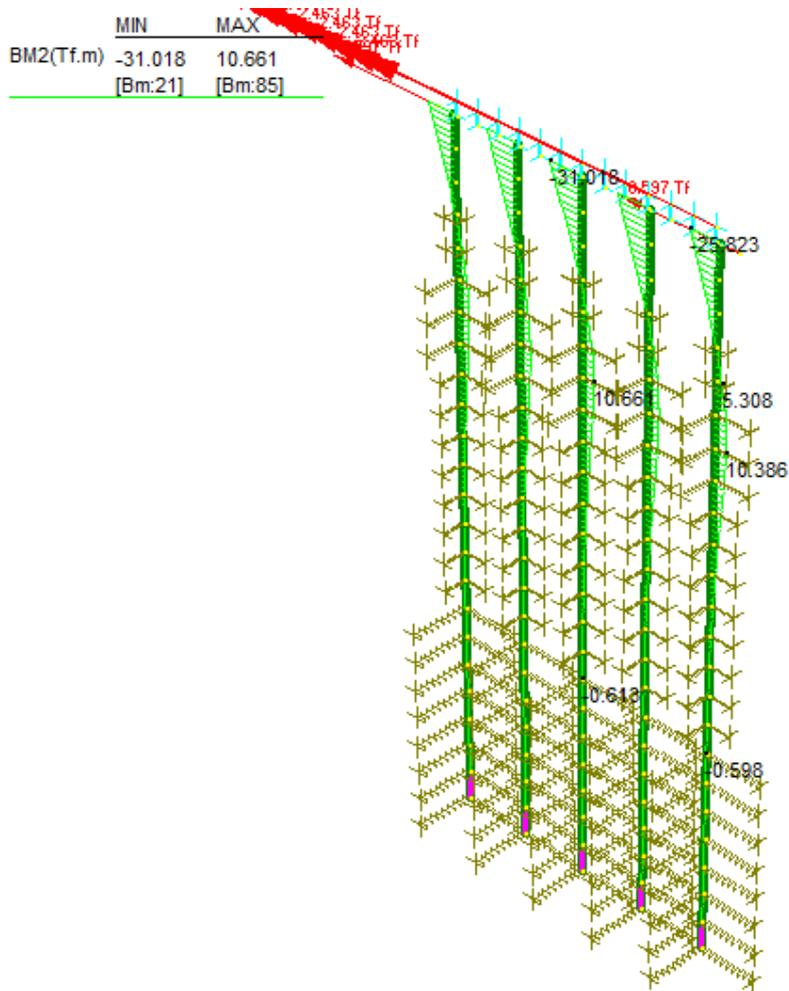
M_{xRd} 496 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 11.61 ‰
 d 75 cm
 x 17.37 x/d 0.2316
 δ 0.7295

$M_{RD} = 49,6 \text{ ton m} > M_{ED} (=33,6 \text{ ton m})$ coeff.sic $M_{RD}/M_{ED} = 49,6/33,6 = 1,48$

→ verifica soddisfatta

2) SISMA agente in direzione TRASVERSALE all'impalcato



Momento flettente massimo sui pali in combinazione sismica allo SLV –sisma dir. TRASV.

MED_SLV = 31 ton m a quota -0,00 mt da testa palo

Nsism. corrisp. = 14,6 ton

Verifica C.A. S.L.U. - File: PORTATA PALO F180

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]
 Raggio interno [cm]
 N° barre uguali
 Diametro barre [cm]
 Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm ²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

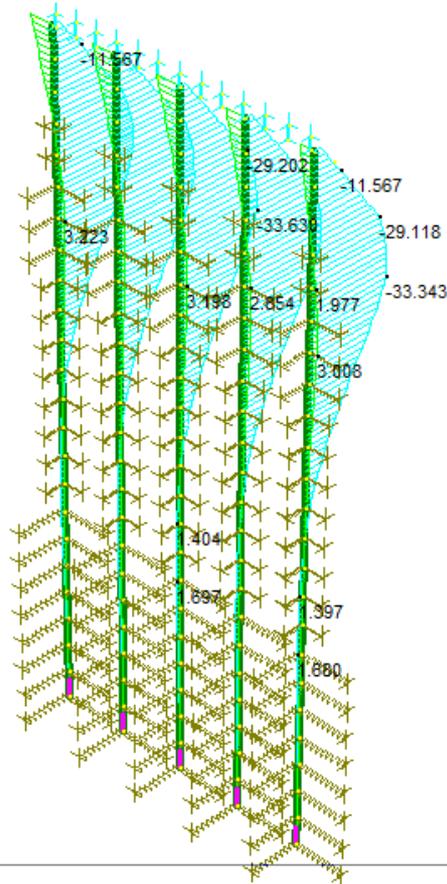
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

$M_{RD} = 47,8 \text{ ton m} > M_{ED} (=31,0 \text{ ton m})$ coeff.sic $M_{RD}/M_{ED} = 47,8/31,0 = 1,54$

→ verifica soddisfatta

3) SISMA agente in direzione LONGITUDINALE + 0,30 x sisma in dir. TRASVERSALE

	MIN	MAX
BM1(Tf.m)	-33.630	1.697
	[Bm:86]	[Bm:74]
BM2(Tf.m)	-9.820	3.223
	[Bm:19]	[Bm:41]



Momento flettente massimo sui pali in combinazione sismica allo SLV
sisma dir. LONG.+0,3 sisma TRASV

MED_SLV,(sisma LONG.) = 33,6 ton m a quota -5,00 mt da testa palo

MED_SLV,(0,3 sisma TRSV.) = 2,9 ton m a quota -5,00 mt da testa palo

Nsism. corrisp. = 21,6 ton

Si esegue la verifica a presso-flessione del palo allo SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: PORTATA PALO F180

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 40 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 8
 Diametro barre 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.) 5 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 216 0 kN
 M_{xEd} 336 0 kNm
 M_{yEd} 29 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] 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 Mx-My

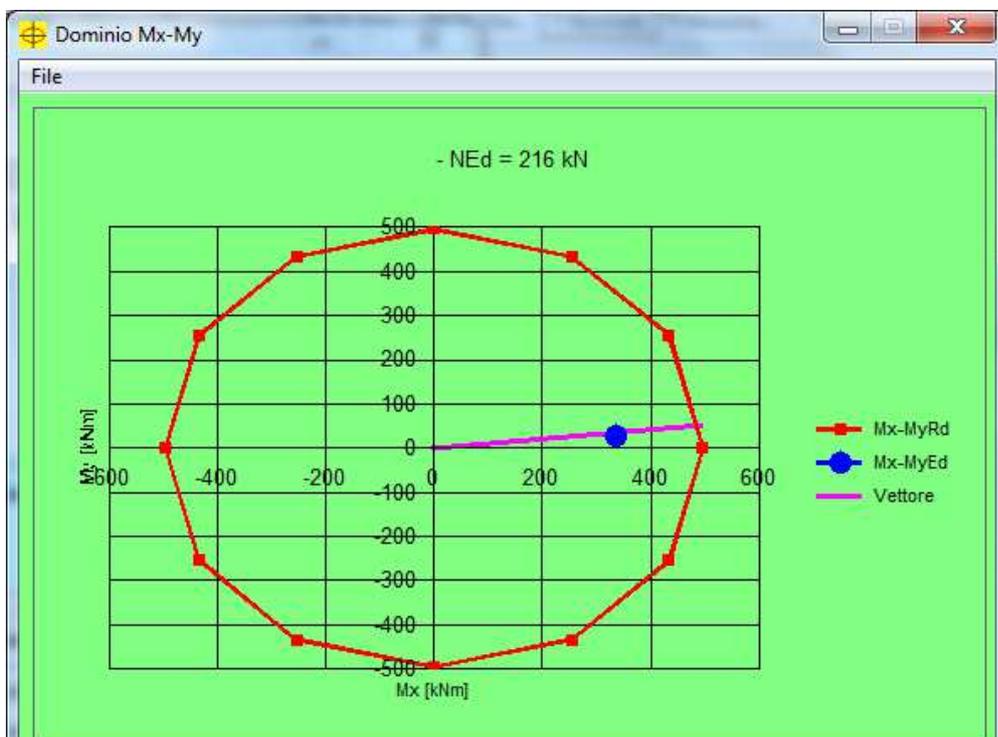
angolo asse neutro θ° 354

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 494.6 kN m
 M_{yRd} 51.14 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 11.54 ‰
 d 74.8 cm
 x 17.41 x/d 0.2328
 δ 0.731



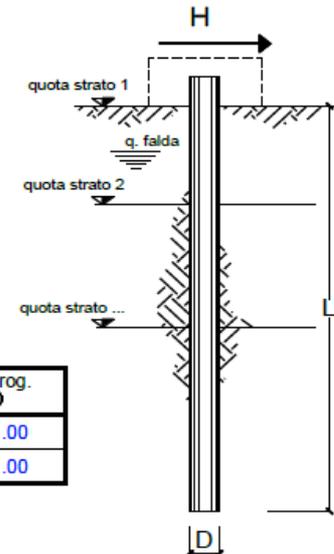
Il punto che individua le sollecitazioni massime agenti sul palo si trova all'interno del dominio di rottura pertanto la verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA PALI ALLE AZIONI ORIZZONTALI (verifica geotecnica)

Si riporta la verifica dei pali alle azioni orizzontali.

Per i vari strati di terreno si utilizzano sempre i parametri più cautelativi del range di parametri che caratterizzano gli strati così come indicato dalla relazione geologica.

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{φ}	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
S.U.	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		2.00	18.5	8.5		1.00	0		1.00	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		14.50	18.5	8.5		1.00	25		1.00	25
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		16.00	18.5	8.5		1.00	50		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		17.00	18.5	8.5		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5		23.00	18.5	8.5		1.00	75		1.00	75
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 2 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 23.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 501.07 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo libero

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	423.9 (kN)		423.9 (kN)	
Palo intermedio	1540.8 (kN)		1540.8 (kN)	
Palo corto	3925.8 (kN)		3925.8 (kN)	
H_{med}	423.9 (kN)	Palo lungo	H_{min}	423.9 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			256.91 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			197.62 (kN)	

Si ricava dunque un carico limite orizzontale pari a: 19,7 ton = H_{RD}

Si ricorda che l'azione orizzontale sollecitante è pari a:

$$F_{\text{sism_trave}} = 0,325 \cdot 7590 = 2466 \text{ kg per 1 trave (azione sismica)}$$

$$F_{\text{sism_spalla}} = 0,325 \cdot 35310 = 11475 \text{ kg}$$

$$F_{\text{sism_orecchie}} = 0,325 \cdot 1828 \cdot 2 = 1188 \text{ kg per 2 orecchie (azione sismica)}$$

$$\text{L'azione sismica totale è dunque pari a: } 2466 \times 13 + 11475 + 1188 = \text{kg } 44721$$

L'azione sismica in testa ai pali è dunque pari a:

$$H_{\text{ED}} = 44721 / 5 \text{ pali} = 8,9 \text{ ton}$$

Essendo $H_{\text{ED}} (=8,9 \text{ ton}) < H_{\text{RD}} (=19,7 \text{ ton}) \rightarrow$ la verifica risulta soddisfatta

Calcolo dell'impalcato

SIGNIFICATO DEI SIMBOLI

Caratteristiche geometriche

H	Altezza della trave prefabbricata.
BA	Larghezza dell'anima della trave prefabbricata.
AB	Area della sezione di calcestruzzo.
AAP	Area armatura pretesa.
YAP	Distanza dal baricentro dell'armatura dal lembo inferiore della trave.
JAP	Momento di inerzia baricentro dell'armatura pretesa.
AN	Area dell'armatura pretesa che viene neutralizzata mediante tubetti in p.v.c.
LN	Lunghezza di ciascun tratto di cui sopra dall'asse appoggio della trave.
A1	Area della sezione ideale della trave prefabbricata.
Y1	Distanza del baricentro della sezione ideale del lembo inferiore.
J1	Momento d'inerzia baricentro della sezione ideale.
WS1 – W11	Moduli di resistenza dalla sezione ideale della trave rispetto all'asse baricentro.
BSOL	Larghezza del tratto di soletta collaborante (per la trave prefabbricata).
A2 – Y2 – J2	Area, distanza del baricentro dal lembo inferiore e momento d'inerzia baricentro della sezione ideale della trave completa (trave prefabbricata + soletta).
WSS	Modulo di resistenza della trave completa rispetto al lembo superiore della soletta (eventualmente tenendo conto del rapporto tra i moduli elastici della soletta e della trave prefabbricata).
WS2 – W12	Moduli di resistenza della trave completa rispetto ai lembi superiore e inferiore della trave prefabbricata.
S2	Momento statico di metà della sezione ideale della trave completa rispetto all'asse baricentro.

Carichi agenti sulla trave più sollecitata

Y	Distanza dell'asse della trave dell'impalcato.
ECC	Eccentricità del carico rispetto all'asse dello impalcato.
K	Coefficiente di ripartizione.

Verifiche a pressoflessione

f_{ptk}	Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio preteso.
EA	Modulo elastico apparente dell'acciaio preteso.
F1	Rapporto tra le deformazioni per fluage e la deformazione elastica.
EB	Modulo elastico del calcestruzzo.
N	Sforzo normale.
M	Momento flettente.

Provincia di Ravenna
Unigrà ponte su canale Fossatone

=====

CALCOLO DELL'IMPALCATO

=====

1. CARATTERISTICHE DELL'IMPALCATO (misure in metri)

=====

STRUTTURA: impalcato costituito da travi prefabbricate in c.a.p. ad armature pretese,
soletta e traversi gettati in opera

LUCE DI CALCOLO = 11.400

SEDE STRADALE:

cordolo sinistro	.675	spessore	.150
carreggiata	9.500		
cordolo destro	.675	spessore	.150

Larghezza totale impalcato	10.850		

Numero travi = 13 interasse = .760 sbalzo sinistro = .865 sbalzo destro = .865

Altezza trave = .500

Spessore totale soletta = .200 spessore soletta gettata in opera = .200

Altezza totale = .700

Impalcato senza traversi intermedi

Impalcato in retto

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

=====

CALCESTRUZZO Travi prefabbricate Rck >= 55. N/mm2
 Getti in opera Rck >= 40. N/mm2

ACCIAIO PRETESO (trefoli) fptk >= 1860. N/mm2
 fp(1)k >= 1670. N/mm2

ACCIAIO ORDINARIO (B450C) fyk >= 450. N/mm2

3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (Unita' di misura: cm)

=====

3.1. TRAVE PREFABBRICATA

SEZ. DI CALCESTRUZZO	H = 50.0	Ba = 15.0	Ac = 1964.72
ARMATURA PRETESA	Aap = 22.240	Yap = 14.37	(16 trefoli da 1.390 cm2)
Armatura neutralizzata	An = 2.780	Yn = 10.00	Ln = 2.000 m
SEZIONE IDEALE	A1 = 2075.92	Y1 = 22.28	J1 = 650370.
	Ws1 = 23463.	Wi1 = -29190.	S1 = 16965.

3.2. TRAVE + SOLETTA (E soletta / E trave = 1.000)

TRAVE DI BORDO con larghezza soletta Bsol = 124.50

Sezione ideale	A2 = 4565.92	Y2 = 42.85	J2 = 2344062.
	Wss = 86340.	Ws2 = 327871.	Wi2 = -54703.
	S2 = 44077.		

TRAVE INTERNA con larghezza soletta Bsol = 76.00

Sezione ideale	A2 = 3595.92	Y2 = 38.22	J2 = 1949498.
----------------	--------------	------------	---------------

4. CARICHI

=====

4.1. CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO TRAVE PREFABBRICATA 4.912 kN/m

PESO SOLETTA 6.225 kN/m (Trave di bordo con Bsol = 1.245 m)

PESO FINITURE

pavimentazione 3.00 kN/m² x 9.500 m = 28.50 kN/m

cordoli e marciapiedi 5.06 kN/m

barriere 1.00 kN/m x 2 = 2.00 kN/m

Carico totale sull'impalcato 35.56 kN/m

Il carico delle finiture sulla trave piu' sollecitata (n. 1 a Y = 4.560 m)
e' stato calcolato ripartendo con il metodo di Massonet (vedi par. seguente)
i seguenti carichi:

(B = larghezza d'ingombro del carico)

(e = eccentricita' del carico)

(k = coefficiente di ripartizione)

	B (m)	p (kN/m)	e (m)	k
cordolo destro + barriera	.675	3.531	5.088	6.610
pavimentazione	.950	2.850	4.275	4.778
pavimentazione	.950	2.850	3.325	2.761
pavimentazione	.950	2.850	2.375	1.304
pavimentazione	.950	2.850	1.425	.447
pavimentazione	.950	2.850	.475	.038
pavimentazione	.950	2.850	-.475	-.102
pavimentazione	.950	2.850	-1.425	-.109
pavimentazione	.950	2.850	-2.375	-.067
pavimentazione	.950	2.850	-3.325	-.013
pavimentazione	.950	2.850	-4.275	.042
cordolo sinistro + barriera	.675	3.531	-5.088	.089
	-----	-----		
Totali	10.850 m	35.563 kN/m		

Il carico sulla trave piu' sollecitata risulta: 3.489 kN/m

(Carico medio = 35.563/13 = 2.736 kN/m rapporto = 1.276)

4.2. CARICHI MOBILI (Ponte di prima categoria)

Norme Tecniche per le Costruzioni - 5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico
 N.B. tutti i carichi sono comprensivi degli effetti dinamici.

Momento in mezzeria e taglio all'appoggio dovuti ai carichi delle corsie per L = 11.400 m:

corsia n. 1	M = 1968.6 kNm	V = 722.3 kN
corsia n. 2	M = 1141.8 kNm	V = 421.7 kN
corsia n. 3	M = 631.8 kNm	V = 232.2 kN

RIPARTIZIONE TRASVERSALE CON IL METODO DI MASSONET

CARATTERISTICHE IMPALCATO (13 travi):

	TRAVI	TRAVERSI (Soletta h=20.0 cm)
Interasse (cm)	76.0	100.0
Momento d'inerzia flessionale (cm ⁴)	1949498.	66667.
Momento d'inerzia torsionale (cm ⁴)	176622.	133333.

PARAMETRI PIASTRA ORTOTROPA EQUIVALENTE (per E=1, G=0.435):

Dimensioni (m)	2b = 10.188	L = 11.400
Rigidita' flessionali (cm ³)	ro P = 25651.	ro E = 667.
Rigidita' torsionali (cm ³)	gamma P = 1010.9	gamma E = 580.0
Parametri adimensionali	theta = 1.11290	alpha = .19236

$$2b = (N-2)int+2.int.Jb/Ji \quad \text{con } Jb = 2344062. \quad (\text{trave di bordo})$$

COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE PER LA TRAVE PIU' SOLLECITATA:
 (Trave di bordo Y = 4.560 m)

	Carichi		e1	k1	e2	k2	k
	Q(kN)	p(kN/m)					
Corsia n. 1	300.	27.00	4.250	4.267	2.250	1.176	2.722
Corsia n. 2	200.	7.50	1.250	.410	-.750	-.078	.166
Corsia n. 3	100.	7.50	-1.750	-.084	-3.750	.002	.000

5.4. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sezione X = .000)

	N	M	A	Ws	Wi	sigma sup.	sigma inf.
	(kN)	(kNm)	(cm2)	(cm3)	(cm3)	(N/mm2)	(N/mm2)
PRECOMPRESSIONE	2957.4		2075.92			14.246	14.246
		-233.8		23463.	-29190.	-9.965	8.010
						4.281	22.256
PESO TRAVE PREFABBRICATA		79.8		23463.	-29190.	3.401	-2.734
AL RILASCIO DEI TREFOLI						7.682	19.522
CADUTE DI TENSIONE						-.910	-4.731
PESO SOLETTA		101.1		23463.	-29190.	4.310	-3.464
FINITURE		56.7		327871.	-54703.	.173	-1.036
PONTE SCARICO						11.255	10.291
CARICHI MOBILI		426.8		327871.	-54703.	1.302	-7.802
PONTE CARICO						12.556	2.489
Carichi mobili per taglio max		380.1		327871.	-54703.	1.159	-6.948
Ponte carico per taglio max						12.414	3.343
TENSIONI AL LEMBO SUPERIORE DELLA SOLETTA (Wss= 86340. cm3):							
Finiture	.657	Carichi mobili	4.943	TOTALE	5.600	N/mm2	

5.5. VERIFICA A TAGLIO (Sezione X = .000)

	I-----I		I-----I		I-----I		I-----I	
	I BARICENTRO I		I BARICENTRO I		I ATTACCO I		I	
	I TRAVE PREFABBRICATAI		I TRAVE COMPLETA I		I TRAVE-SOLETTA I		I	
I TAGLIO I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I tau I	I
I (kN) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (N/mm2) I	I
I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I
PESO TRAVE PREFABBRICATA	.00	575.04	.000	638.74	.000			
PESO SOLETTA	.00	575.04	.000	638.74	.000			
PESO FINITURE	.00	854.78	.000	797.72	.000	4117.02	.000	
PONTE SCARICO			.000		.000		.000	
CARICHI MOBILI	66.68	854.78	.780	797.72	.836	4117.02	.162	
PONTE CARICO			.780		.836		.162	
Tensione normale			7.385		10.110			
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA (trazione)			-.082		-.069			
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA (compressione)			7.467		10.179			
Tensione normale con 2/3 precompressione			3.646		7.788			
Tensione princ. minima per calcolo staffe			-.160		-.089			

Larghezza: trave B = 15.0 cm attacco trave-soletta B = 75.0 cm

NOTA: poiche' il baricentro della trave completa (Y= 42.85) e' situato nell'ala superiore la verifica e' stata effettuata all'attacco anima-ala superiore (Y= 37.30)

SEZIONE MINIMA DELLE STAFFE: (sigma s = 255. N/mm2)

nella trave .94 cm2/m all'attacco trave-soletta 4.76 cm2/m

6. VERIFICA DELLA SEZIONE A 2.770 m DALLA MEZZERIA

=====

6.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (cm)

Armatura pretesa attiva Aap = 22.240 Yap = 14.37 (16 trefoli)

Per caratteristiche geometriche vedi paragrafo 3.

6.2. TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm²)

Caratteristiche armatura: fptk = 1860. N/mm² Es = 200000. N/mm²

Tensione iniziale di tiro sspi = 1350.00

Caduta iniziale per rilassamento 20.25 (1.5%)

Tensione al rilascio dei trefoli ssp0 = 1329.75

Cadute di tensione differite Ritiro Dss = 60.0 (.00030)

Fluage Dsf = 200.3 (fi=2.3 , Es/Ec=6.)

Rilassamento Dsr = 25.3 (.06*sspi per sspi=0.75*fptk)

Totale cadute Ds = 285.5

Cadute / Tensione al rilascio Ds/ssp0 = 21.47 %

Tensione finale di calcolo ssp' = ssp0-Ds = 1044.2

Caduta per deformazione elastica Dse = 67.3 (a ponte scarico)

Tens. di esercizio a p. scarico ssp = ssp'-Dse = 976.9

Incremento per carichi mobili Dsm = 24.5

Tensione max di esercizio ssp max = 1001.4

6.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sezione X = 2.770)

	N	M	A	Ws	Wi	sigma sup.	sigma inf.
	(kN)	(kNm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PRECOMPRESSIONE	2957.4		2075.92			14.246	14.246
		-233.8		23463.	-29190.	-9.965	8.010
						4.281	22.256
PESO TRAVE PREFABBRICATA		60.9		23463.	-29190.	2.598	-2.088
AL RILASCIO DEI TREFOLI						6.878	20.168
CADUTE DI TENSIONE						-.919	-4.779
PESO SOLETTA		77.2		23463.	-29190.	3.292	-2.646
FINITURE		43.3		327871.	-54703.	.132	-.791
PONTE SCARICO						9.383	11.951
CARICHI MOBILI		335.8		327871.	-54703.	1.024	-6.139
PONTE CARICO						10.408	5.813
Carichi mobili per taglio max		317.5		327871.	-54703.	.968	-5.803
Ponte carico per taglio max						10.352	6.148

6.4. VERIFICA A TAGLIO (Sezione X = 2.770)

	I-----I		I-----I		I-----I		
	I BARICENTRO I		I BARICENTRO I		I ATTACCO I		
	I TRAVE PREFABBRICATAI		I TRAVE COMPLETA I		I TRAVE-SOLETTA I		
I TAGLIO I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I
I (kN) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I
I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I
PESO TRAVE PREFABBRICATA	13.61	575.04	.237	638.74	.213		
PESO SOLETTA	17.24	575.04	.300	638.74	.270		
PESO FINITURE	9.67	854.78	.113	797.72	.121	4117.02	.023
PONTE SCARICO			.650		.604		.023
CARICHI MOBILI	108.35	854.78	1.268	797.72	1.358	4117.02	.263
PONTE CARICO			1.917		1.962		.287
Tensione normale			8.021		9.284		
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA (trazione)			-.435		-.398		
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA (compressione)			8.456		9.682		
Tensione normale con 2/3 precompressione			4.292		6.968		
Tensione princ. minima per calcolo staffe			-.732		-.515		

Larghezze: trave B = 15.0 cm attacco trave-soletta B = 75.0 cm

NOTA: poiche' il baricentro della trave completa (Y= 42.85) e' situato nell'ala superiore la verifica e' stata effettuata all'attacco anima-ala superiore (Y= 37.30)

SEZIONE MINIMA DELLE STAFFE: (sigma s = 255. N/mm2)

nella trave 4.30 cm2/m all'attacco trave-soletta 8.43 cm2/m

7. VERIFICA DELLA SEZIONE A 3.700 m DALLA MEZZERIA

=====

7.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (cm)

Armatura pretesa attiva	Aap = 19.460	Yap = 15.00	(14 trefoli)
	(2 trefoli a y = 10.0 cm neutralizzati)		
Sezione ideale trave	A1 = 2062.02	Y1 = 22.36	J1 = 648259.
	Ws1 = 23456.	Wi1 = -28988.	S1 = 16890.
Sez. id. trave + soletta	A2 = 4552.02	Y2 = 42.95	J2 = 2329016.
	Wss = 86103.	Ws2 = 330402.	Wi2 = -54225.
	S2 = 43759.		

7.2. TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm2)

Caratteristiche armatura:	fptk = 1860. N/mm2	Es = 200000. N/mm2
Tensione iniziale di tiro	sspi = 1350.00	
Caduta iniziale per rilassamento	20.25	(1.5%)
Tensione al rilascio dei trefoli	ssp0 = 1329.75	
Cadute di tensione differite	Ritiro	Dss = 60.0 (.00030)
	Fluage	Dsf = 175.8 (fi=2.3 , Es/Ec=6.)
	Rilassamento	Dsr = 26.7 (.06*sspi per sspi=0.75*fptk)

	Totale cadute	Ds = 262.5
Cadute / Tensione al rilascio	Ds/ssp0 = 19.74 %	
Tensione finale di calcolo	ssp' = ssp0-Ds = 1067.2	
Caduta per deformazione elastica	Dse = 61.4	(a ponte scarico)
Tens. di esercizio a p. scarico	ssp = ssp'-Dse = 1005.9	
Incremento per carichi mobili	Dsm = 18.4	
Tensione max di esercizio	ssp max = 1024.3	

7.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sezione X = 3.700)

	N	M	A	Ws	Wi	sigma sup.	sigma inf.
	(kN)	(kNm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PRECOMPRESSIONE	2587.7		2062.02			12.549	12.549
		-190.6		23456.	-28988.	-8.124	6.574
						4.426	19.123
PESO TRAVE PREFABBRICATA		46.2		23456.	-28988.	1.968	-1.593
AL RILASCIO DEI TREFOLI						6.394	17.530
CADUTE DI TENSIONE						-.874	-3.775
PESO SOLETTA		58.5		23456.	-28988.	2.495	-2.019
FINITURE		32.8		330402.	-54225.	.099	-.605
PONTE SCARICO						8.114	11.132
CARICHI MOBILI		255.9		330402.	-54225.	.774	-4.719
PONTE CARICO						8.889	6.412
Carichi mobili per taglio max		246.4		330402.	-54225.	.746	-4.544
Ponte carico per taglio max						8.860	6.587

7.4. VERIFICA A TAGLIO (Sezione X = 3.700)

	I-----I		I-----I		I-----I		I-----I	
	I BARICENTRO I		I BARICENTRO I		I ATTACCO I		I	
	I TRAVE PREFABBRICATAI		I TRAVE COMPLETA I		I TRAVE-SOLETTA I		I	
I TAGLIO I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I tau I	I
I (kN) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (N/mm2) I	I
I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I
PESO TRAVE PREFABBRICATA	18.17	575.70	.316	639.01	.284			
PESO SOLETTA	23.03	575.70	.400	639.01	.360			
PESO FINITURE	12.91	855.84	.151	798.35	.162	4114.66	.031	
PONTE SCARICO			.867		.807		.031	
CARICHI MOBILI	123.21	855.84	1.440	798.35	1.543	4114.66	.299	
PONTE CARICO			2.306		2.350		.331	
Tensione normale			7.604		8.283			
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA (trazione)			-.645		-.620			
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA (compressione)			8.249		8.903			
Tensione normale con 2/3 precompressione			4.246		6.100			
Tensione princ. minima per calcolo staffe			-1.012		-.800			

Larghezza: trave B = 15.0 cm attacco trave-soletta B = 75.0 cm

NOTA: poiche' il baricentro della trave completa (Y= 42.95) e' situato nell'ala superiore la verifica e' stata effettuata all'attacco anima-ala superiore (Y= 37.30)

SEZIONE MINIMA DELLE STAFFE: (sigma s = 255. N/mm2)

nella trave 5.95 cm2/m all'attacco trave-soletta 9.73 cm2/m

8. VERIFICA DELLA SEZIONE A 4.700 m DALLA MEZZERIA

=====

8.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (cm)

Armatura pretesa attiva	Aap = 19.460	Yap = 15.00	(14 trefoli)
	(2 trefoli a y = 10.0 cm neutralizzati)		
Sezione ideale trave	A1 = 2062.02	Y1 = 22.36	J1 = 648259.
	Ws1 = 23456.	Wil = -28988.	S1 = 16890.
Sez. id. trave + soletta	A2 = 4552.02	Y2 = 42.95	J2 = 2329016.
	Wss = 86103.	Ws2 = 330402.	Wi2 = -54225.
	S2 = 43759.		

8.2. TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm2)

Caratteristiche armatura:	fptk = 1860. N/mm2	Es = 200000. N/mm2
Tensione iniziale di tiro	sspi = 1350.00	
Caduta iniziale per rilassamento	20.25	(1.5%)
Tensione al rilascio dei trefoli	ssp0 = 1329.75	
Cadute di tensione differite	Ritiro	Dss = 60.0 (.00030)
	Fluage	Dsf = 178.8 (fi=2.3 , Es/Ec=6.)
	Rilassamento	Dsr = 26.5 (.06*sspi per sspi=0.75*fptk)

	Totale cadute	Ds = 265.3
Cadute / Tensione al rilascio	Ds/ssp0 = 19.95 %	
Tensione finale di calcolo	ssp' = ssp0-Ds = 1064.5	
Caduta per deformazione elastica	Dse = 65.4	(a ponte scarico)
Tens. di esercizio a p. scarico	ssp = ssp'-Dse = 999.1	
Incremento per carichi mobili	Dsm = 10.2	
Tensione max di esercizio	ssp max = 1009.3	

8.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sezione X = 4.700)

	N	M	A	Ws	Wi	Isigma sup.	Isigma inf.
	(kN)	(kNm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	trave (N/mm ²)	(N/mm ²)
PRECOMPRESSIONE	2587.7		2062.02			12.549	12.549
		-190.6		23456.	-28988.	-8.124	6.574
						4.426	19.123
PESO TRAVE PREFABBRICATA		25.5		23456.	-28988.	1.089	- .881
AL RILASCIO DEI TREFOLI						5.514	18.242
CADUTE DI TENSIONE						-.883	-3.815
PESO SOLETTA		32.4		23456.	-28988.	1.380	-1.117
FINITURE		18.1		330402.	-54225.	.055	-.335
PONTE SCARICO						6.067	12.976
CARICHI MOBILI		142.3		330402.	-54225.	.431	-2.624
PONTE CARICO						6.497	10.352
Carichi mobili per taglio max		139.7		330402.	-54225.	.423	-2.576
Ponte carico per taglio max						6.489	10.400

8.4. VERIFICA A TAGLIO (Sezione X = 4.700)

	I-----I		I-----I		I-----I		I-----I	
	I BARICENTRO I		I BARICENTRO I		I ATTACCO I		I	
	I TRAVE PREFABBRICATAI		I TRAVE COMPLETA I		I TRAVE-SOLETTA I		I	
I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I
I TAGLIO I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I tau I	I tau I
I I I	I I I	I I I	I I I	I I I	I I I	I I I	I I I	I I I
I (kN) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (N/mm2) I	I (N/mm2) I
I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I	I-----I
PESO TRAVE PREFABBRICATA	23.09	575.70	.401	639.01	.361			
PESO SOLETTA	29.26	575.70	.508	639.01	.458			
PESO FINITURE	16.40	855.84	.192	798.35	.205	4114.66	.040	
PONTE SCARICO			1.101		1.025		.040	
CARICHI MOBILI	139.67	855.84	1.632	798.35	1.749	4114.66	.339	
PONTE CARICO			2.733		2.774		.379	
Tensione normale			8.651		7.483			
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA (trazione)			-.791		-.916			
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA (compressione)			9.442		8.399			
Tensione normale con 2/3 precompressione			5.302		5.306			
Tensione princ. minima per calcolo staffe			-1.156		-1.185			

Larghezza: trave B = 15.0 cm attacco trave-soletta B = 75.0 cm

NOTA: poiche' il baricentro della trave completa (Y= 42.95) e' situato nell'ala superiore la verifica e' stata effettuata all'attacco anima-ala superiore (Y= 37.30)

SEZIONE MINIMA DELLE STAFFE: (sigma s = 255. N/mm2)

nella trave 6.97 cm2/m all'attacco trave-soletta 11.16 cm2/m

9. VERIFICA DELLA SEZIONE A 5.700 m DALLA MEZZERIA

=====

9.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (cm)

Armatura pretesa attiva	Aap = 19.460	Yap = 15.00	(14 trefoli)
	(2 trefoli a y = 10.0 cm neutralizzati)		
Sezione ideale trave	A1 = 2062.02	Y1 = 22.36	J1 = 648259.
	Wsl = 23456.	Wil = -28988.	S1 = 16890.
Sez. id. trave + soletta	A2 = 4552.02	Y2 = 42.95	J2 = 2329016.
	Wss = 86103.	Wsl = 330402.	Wl2 = -54225.
	S2 = 43759.		

9.2. TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm2)

Caratteristiche armatura:	fptk = 1860. N/mm2	Es = 200000. N/mm2
Tensione iniziale di tiro	sspi = 1350.00	
Caduta iniziale per rilassamento	20.25	(1.5%)
Tensione al rilascio dei trefoli	ssp0 = 1329.75	
Cadute di tensione differite	Ritiro	Dss = 60.0 (.00030)
	Fluage	Dsf = 182.5 (fi=2.3 , Es/Ec=6.)
	Rilassamento	Dsr = 26.1 (.06*sspi per sspi=0.75*fptk)

	Totale cadute	Ds = 268.7
Cadute / Tensione al rilascio	Ds/ssp0 = 20.20 %	
Tensione finale di calcolo	ssp' = ssp0-Ds = 1061.1	
Caduta per deformazione elastica	Dse = 70.4	(a ponte scarico)
Tens. di esercizio a p. scarico	ssp = ssp'-Dse = 990.6	
Incremento per carichi mobili	Dsm = .0	
Tensione max di esercizio	ssp max = 990.6	

9.3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (Sezione X = 5.700)

	N	M	A	Ws	Wi	sigma sup.	sigma inf.
	(kN)	(kNm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	I trave (N/mm ²)	I (N/mm ²)
PRECOMPRESSIONE	2587.7		2062.02			12.549	12.549
		-190.6		23456.	-28988.	-8.124	6.574
						4.426	19.123
PESO TRAVE PREFABBRICATA		.0		23456.	-28988.	.000	.000
AL RILASCIO DEI TREFOLI						4.426	19.123
CADUTE DI TENSIONE						-.894	-3.864
PESO SOLETTA		.0		23456.	-28988.	.000	.000
FINITURE		.0		330402.	-54225.	.000	.000
PONTE SCARICO						3.531	15.259
CARICHI MOBILI		.0		330402.	-54225.	.000	.000
PONTE CARICO						3.531	15.259
Carichi mobili per taglio max		.0		330402.	-54225.	.000	.000
Ponte carico per taglio max						3.531	15.259

9.4. VERIFICA A TAGLIO (Sezione di appoggio X = 5.700)

	I-----I-----I-----I-----I		I-----I-----I-----I-----I		I-----I-----I-----I-----I		
	I BARICENTRO I		I BARICENTRO I		I ATTACCO I		I
	I TRAVE PREFABBRICATAI		I TRAVE COMPLETA I		I TRAVE-SOLETTA I		I
I TAGLIO I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I B.J/S I	I tau I	I
I (kN) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I (cm2) I	I (N/mm2) I	I
I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I	I-----I-----I-----I-----I
PESO TRAVE PREFABBRICATA	28.00	575.70	.486	639.01	.438		
PESO SOLETTA	35.48	575.70	.616	639.01	.555		
PESO FINITURE	19.89	855.84	.232	798.35	.249	4114.66	.048
PONTE SCARICO			1.335		1.243		.048
CARICHI MOBILI	156.63	855.84	1.830	798.35	1.962	4114.66	.381
PONTE CARICO			3.165		3.205		.429
Tensione normale			10.014		6.510		
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA (trazione)			-.917		-1.313		
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA (compressione)			10.930		7.823		
Tensione normale con 2/3 precompressione			6.676		4.340		
Tensione princ. minima per calcolo staffe			-1.262		-1.700		

Larghezze: trave B = 15.0 cm attacco trave-soletta B = 75.0 cm

NOTA: poiche' il baricentro della trave completa (Y= 42.95) e' situato nell'ala superiore la verifica e' stata effettuata all'attacco anima-ala superiore (Y= 37.30)

SEZIONE MINIMA DELLE STAFFE: (sigma s = 255. N/mm2)

nella trave 10.00 cm2/m all'attacco trave-soletta 12.62 cm2/m

VERIFICA COME CEMENTO ARMATO ORDINARIO

Nella fase 2 si considera una larghezza B2 = 45.0 cm (per la trave di bordo).
Per la validita' dell'ipotesi il traverso di testa deve essere prolungato almeno fino a 93.1 cm dalla testata (70 fi eq. di un trefolo).

Fase 1 - $\tau_{a1} = V_1 / (B_1 * 0.9 * d_1) = 1.04 \text{ N/mm}^2$ (V1 = 63.5 kN B1 = 15.0 cm d1 = 45.0 cm)
Fase 2 - $\tau_{a2} = V_2 / (B_2 * 0.9 * d_2) = .67 \text{ N/mm}^2$ (V2 = 176.5 kN B2 = 45.0 cm d2 = 65.0 cm)

 $\tau = 1.72 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 2.54$

Staffe nella trave 10.09 cm2/m

10. RIEPILOGO VERIFICA DELLA TRAVE (n. 1 a Y = 4.560 m)
 =====

SEZIONE X = (da mezzeria)	.000	2.770	3.700	4.700	5.700
n. trefoli attivi	16	16	14	14	14
SIGMA AL RILASCIO TREFOLI - super. (N/mm2)	7.68	6.88	6.39	5.51	4.43
- infer.	19.52	20.17	17.53	18.24	19.12
SIGMA PONTE SCARICO - sup. trave (N/mm2)	11.26	9.38	8.11	6.07	3.53
- inferiore	10.29	11.95	11.13	12.98	15.26
SIGMA PONTE CARICO - sup. soletta (N/mm2)	5.60				
- sup. trave	12.56	10.41	8.89	6.50	3.53
- inferiore	2.49	5.81	6.41	10.35	15.26
Tensione di esercizio nei trefoli (N/mm2)	1015.	1001.	1024.	1009.	991.
Tensione principale minima (N/mm2)	-.08	-.44	-.64	-.92	-1.31
STAFFE (cm2/m) - trave	.94	4.30	5.95	6.97	10.09
- trave-soletta	4.76	8.43	9.73	11.16	12.62

11. VERIFICA DELLA SOLETTA

=====

11.1. MOMENTI FLETTENTI TRASVERSALI NELLA PIASTRA ORTOTROPA

=====

11.1.1. MOMENTO MASSIMO NELLA SEZIONE DI MEZZERIA (X= 5.700 m dall'appoggio)

Il momento massimo si ha nel punto a distanza Y = 1.900 m dall'asse dell'impalcato con la seguente disposizione delle corsie convenzionali:

e = eccentricita' dell'asse della corsia

c = distanza trasversale tra i due carichi della corsia

	e	c	Trave	fc	My	My tot
Corsia n. 1	1.280	2.00				
			4	.500	19.83	
			6	.184	1.70	
			7	.316	-1.25	
						20.29 kNm/m

+

I due carichi di ciascuna corsia sono stati riportati sulle travi adiacenti:

fc e' la frazione del carico totale della corsia che compete alla trave.

Preliminarmente si sono calcolati i momenti flettenti (kNm/m) dovuti ai carichi delle corsie agenti con eccentricita' e = Y delle travi:

----- Coefficienti mi(k.theta) x10^5 -----											
Trave	e	theta	2 th.	3 th.	4 th.	5 th.	6 th.	7 th.	8 th.	9 th.	My
CORSIA N. 1											
4	2.280	5539.	1555.	458.	34.	-139.	-201.	-212.	-199.	-175.	39.67
6	.760	1649.	-604.	-525.	-290.	-129.	-45.	-10.	2.	3.	9.25
7	.000	-461.	-739.	-215.	-30.	5.	4.	1.	0.	0.	-3.97

I carichi concentrati e distribuiti sono stati sviluppati in serie di Fourier considerando i primi 9 termini della serie.

Ampezze armoniche dei carichi delle corsie (kN/m):

corsia n. 1	136.789	-32.327	-69.959	51.021	55.161	-48.199	-12.074	25.050	4.538
corsia n. 2	77.824	-21.551	-51.096	34.014	34.100	-32.132	-9.959	16.700	1.540

11.1.2. MOMENTO MASSIMO NELLA SEZIONE A L/4 (X= 2.850 m dall'appoggio)

Il momento massimo si ha nel punto a distanza Y = 1.900 m dall'asse dell'impalcato con la seguente disposizione delle corsie convenzionali:

e = eccentricita' dell'asse della corsia

c = distanza trasversale tra i due carichi della corsia

	e	c	Trave	fc	My	My tot
Corsia n. 1	1.280	2.00				
			4	.500	15.62	
			6	.184	.57	
			7	.316	-1.83	
						14.36 kNm/m

+

I due carichi di ciascuna corsia sono stati riportati sulle travi adiacenti:

fc e' la frazione del carico totale della corsia che compete alla trave.

Preliminarmente si sono calcolati i momenti flettenti (kNm/m) dovuti ai carichi delle corsie agenti con eccentricita' e = Y delle travi:

----- Coefficienti mi(k.theta) x10^5 -----											
Trave	e	theta	2 th.	3 th.	4 th.	5 th.	6 th.	7 th.	8 th.	9 th.	My
CORSIA N. 1											
4	2.280	5539.	1555.	458.	34.	-139.	-201.	-212.	-199.	-175.	31.25
6	.760	1649.	-604.	-525.	-290.	-129.	-45.	-10.	2.	3.	3.08
7	.000	-461.	-739.	-215.	-30.	5.	4.	1.	0.	0.	-5.80

I carichi concentrati e distribuiti sono stati sviluppati in serie di Fourier considerando i primi 9 termini della serie.

Ampezze armoniche dei carichi delle corsie (kN/m):

corsia n. 1	118.877	94.165	37.874	-51.021	-64.356	-31.490	20.282	25.050	10.453
corsia n. 2	65.883	62.777	20.793	-34.014	-45.578	-20.993	11.611	16.700	5.483

11.3. VERIFICHE A FLESSIONE

Spessore soletta = 20.0 cm

$\sigma_s = 255. \text{ N/mm}^2$ $n = 15.$

MOMENTO MASSIMO NELLA SEZIONE DI MEZZERIA DELL'IMPALCATO

Dal calcolo della piastra ortotropa	M = 20.29 kNm/m
Per carico locale	M = 9.38 kNm/m

	M = 29.66 kNm/m

$d = 16.0 \text{ cm}$ $\sigma_c = 8.07 \text{ N/mm}^2$ $A_s = 8.14 \text{ cm}^2/\text{m}$

MOMENTO MASSIMO NELLA SEZIONE A L/4

Dal calcolo della piastra ortotropa	M = 14.36 kNm/m
Per carico locale	M = 9.38 kNm/m

	M = 23.74 kNm/m

$d = 16.0 \text{ cm}$ $\sigma_c = 7.02 \text{ N/mm}^2$ $A_s = 6.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

MOMENTO MINIMO NELLA SEZIONE DI MEZZERIA DELL'IMPALCATO

Carichi permanenti	
piastra ortotropa	M = -.65 kNm/m
carico locale	M = -.38 kNm/m

	M = -1.02 kNm/m

Carichi mobili (in alternativa)	
piastra ortotropa	M = -17.09 kNm/m
carico locale	M = -9.00 kNm/m

Momento minimo = -1.02 -17.09 = -18.11 kNm/m

$d = 16.0 \text{ cm}$ $\sigma_c = 5.96 \text{ N/mm}^2$ $A_s = 4.86 \text{ cm}^2/\text{m}$

Lc 1140 13 travi SLU

Unigrà ponte su canale Fossatone Nuovo / Canale Diversivo

=====

VERIFICHE CON IL METODO DEGLI STATI LIMITE
secondo le 'Norme tecniche per le costruzioni' -

Caratteristiche dell'impalcato

Luce di calcolo = 11,400 m
Larghezza = 10,850 m
Numero travi = 13 interasse = 0,760 m
Altezza totale impalcato = 0,700 m

1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

=====

1.1. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione e resistenze

di calcolo dei materiali (NTC 4.1.2.1.1. e 4.1.2.1.2)

Calcestruzzo

Diagramma parabola-rettangolo con ordinata massima fcd

Travi prefabbricate: $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 45,65 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 25,87 \text{ N/mm}^2$

Getti in opera: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_c = 1,5$
 $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,81 \text{ N/mm}^2$

Acciaio preteso (trefoli)

Diagramma di calcolo: bilatera con 2° tratto inclinato
da $(f_{pk}(1)k / \gamma_s)$ a (f_{ptk} / γ_s) per $\epsilon_{s,uk} = 3,5\%$
limite di deformazione $\epsilon_{s,ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{s,uk} = 3,15\%$

$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$
Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per armature ordinarie B450C

Diagramma di calcolo: bilatera con 2° tratto orizzontale
con ordinata f_{yd}

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$

1.2. Modalità di verifica

La verifica viene eseguita nella sezione di mezzeria e nei tratti con n° di trefoli attivi ridotto per la presenza delle guaine di isolamento.

Per ogni sezione si verifica che risulti: $M_{rd} \geq M_{ed}$

M_{rd} = momento flettente resistente di calcolo

M_{ed} = max momento flettente di calcolo agente nel tratto
tenendo conto della traslazione del diagramma del momento.

M_{ed} si calcola applicando i coefficienti di sicurezza sulle azioni:
(NTC Tabella 5.1.V)

peso proprio impalcato $\gamma_{G1} = 1,35$

finiture $\gamma_{G2} = 1,50$

carichi mobili $\gamma_Q = 1,35$

1.3. Caratteristiche della sezione di calcestruzzo

Altezza = 70,0 cm

Larghezza soletta = 124,5 cm (trave di bordo)

Coordinate dei vertici della trave (cm):

	1	2	3	4	5	6	7	8
X	37,50	37,50	10,17	7,50	7,50	10,17	37,50	37,50
Y	0,00	10,00	14,56	17,70	37,30	40,44	45,00	50,00

	9	10	11	12	13	14	15	16
X	-37,50	-37,50	-10,17	-7,50	-7,50	-10,17	-37,50	-37,50
Y	50,00	45,00	40,44	37,30	17,70	14,56	10,00	0,00

	17
X	37,50
Y	0,00

Coordinate dei vertici della soletta (cm):

	1	2	3	4	5
X	86,50	86,50	-38,00	-38,00	86,50
Y	50,00	70,00	70,00	50,00	50,00

1.4. Verifica della sezione di mezzeria

Armature pretese: 16 trefoli (22,24 cm²)
Tensione finale di calcolo = 1047,1 N/mm²

Posizione dei trefoli:

n° 8 2 2 2 2
Y(cm) 5,0 10,0 15,0 25,0 45,0

Momento flettente sollecitante di calcolo Med

M gamma Med

Peso proprio impalcato 180,9 1,35 244,2
Finiture 56,7 1,50 85,0
Carichi mobili 426,8 1,35 576,2

664,4 905,4 kNm

Calcolo del momento flettente resistente Mrd

Risultati del calcolo iterativo: (d=65,0 cm)

altezza zona compressa x = 17,30 cm x/d = 0,2662
campo 3 eps c = -3,500/1000 eps s = 9,648/1000

Equilibrio delle forze interne:

	N (kN)	Y (cm)
compressione nella soletta	3280,23	62,80
compressione nella trave	0,00	

risultante compressione	3280,23	62,80
trazione nell'armatura pretesa	3280,22	13,99
braccio delle forze interne = 48,81 cm		

Momento resistente: Mrd = 1601,0 kNm > Med = 905,4 kNm

(Mrd/M = 2,41)

Dilatazione totale dei trefoli dello strato più basso: (Y=5,0 cm)

pretensione e decompressione 5,236 /1000
oltre la decompressione 9,648 /1000

14,884 /1000 <= eps ud = 31,5/1000

a cui, nel diagramma di calcolo, corrisponde:

sigma = 1497,6 N/mm² (0,926 fptk/gamma_s)

1.5. Verifica della sezione a X = 3,700 m dalla mezzeria

Armature pretese: 14 trefoli (19,46 cm²)
Tensione finale di calcolo = 1067,2 N/mm²

Posizione dei trefoli:

n° 8 2 2 2
Y(cm) 5,0 15,0 25,0 45,0

Momento flettente sollecitante di calcolo Med

Traslazione del diagramma del momento: $a_l = 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}(\theta)/2 = 0,703$ m
con $d=0,625$ m, $\text{ctg}(\theta)=2,5$ (vedi verifiche a taglio)

Momenti nella sezione a X = 3,700-0,703 = 2,997 m dalla mezzeria:

M gamma Med

Peso proprio impalcato 130,9 1,35 176,7
Finiture 41,0 1,50 61,5
Carichi mobili 318,6 1,35 430,1

490,5 668,3 kNm

Calcolo del momento flettente resistente Mrd

Risultati del calcolo iterativo: (d=65,0 cm)

altezza zona compressa $x = 15,34$ cm $x/d = 0,2360$
campo 3 $\epsilon_p c = -3,500/1000$ $\epsilon_p s = 11,329/1000$

Equilibrio delle forze interne:

N (kN) Y (cm)

compressione nella soletta 2908,48 63,62
compressione nella trave 0,00

risultante compressione 2908,48 63,62

trazione nell'armatura pretesa 2908,48 14,82

braccio delle forze interne = 48,80 cm

Momento resistente: $M_{rd} = 1419,3$ kNm > $M_{ed} = 668,3$ kNm

($M_{rd}/M = 2,89$)

Dilatazione totale dei trefoli dello strato più basso: (Y=5,0 cm)

pretensione e decompressione 5,336 /1000
oltre la decompressione 11,329 /1000

16,665 /1000 $\leq \epsilon_{ud} = 31,5/1000$

a cui, nel diagramma di calcolo, corrisponde:

$\sigma = 1508,2$ N/mm² (0,932 f_{ptk}/γ_s)

2. VERIFICHE A TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

2.1. Resistenze di calcolo dei materiali (vedi par. 1.1.)

Calcestruzzo $f_{cd} = 25,87 \text{ N/mm}^2$

Acciaio staffe $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

2.2. Procedura di verifica e di calcolo delle staffe nell'anima della trave

(NTC 4.1.2.1.3.2)

La verifica di resistenza è soddisfatta se risulta:

$$V_{rzd} \geq V_{ed} \text{ e } V_{rcd} \geq V_{ed}$$

V_{rzd} = resistenza di calcolo dell'armatura trasversale

V_{rcd} = resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima

V_{ed} = valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$$V_{rzd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}(\theta)$$

$$V_{rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{fac} \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg}(\theta) / (1 + \text{ctg}(\theta)^2)$$

θ = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5$$

$b_w = 15 \text{ cm}$ larghezza dell'anima della trave

si assume $d = H - Y_{api}$ essendo:

$H = 70 \text{ cm}$ l'altezza dell'impalcato

Y_{api} = baricentro dei trefoli situati nel bulbo inferiore.

In ogni sezione si assume il valore massimo di $\text{ctg}(\theta) \leq 2,5$

per cui risulta: $V_{rcd} \geq V_{ed}$ e si calcola la sezione di staffe necessaria:

$$A_{sw} / s = V_{ed} / (f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}(\theta))$$

Nella sezione di appoggio il calcolo è eseguito con $\alpha_{fac} = 1$ (verifica come c.a. ordinario); nelle sezioni successive si determina α_{fac} in funzione della tensione baricentrica di precompressione (a $t = \infty$) σ_{cp} .

Viene segnalato il caso in cui V_{ed} risulti minore della resistenza V_{rd} del solo calcestruzzo (NTC 4.1.2.1.3.1); la sezione di staffe viene comunque calcolata con $\text{ctg}(\theta) = 2,5$.

2.3. Procedura di calcolo delle staffe all'attacco trave-soletta

Riferimento: Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005 par. 6.2.5

Si verifica che il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia risulti minore del valore resistente: $v_{edi} \leq v_{rdi}$.

Trascurando il termine della pressione ($m_i \cdot \sigma_n$), per $\alpha = 90^\circ$:

$$v_{rdi} = c \cdot f_{ctd} + r_o \cdot f_{yd} \cdot m_i$$

Per staffe di Area A_s con passo s :

$$r_o = A_s / (b_i \cdot s) \text{ con } b_i = 75 \text{ cm larghezza di contatto}$$

$$v_{rdi} = c \cdot f_{ctd} + A_s \cdot f_{yd} \cdot m_i / (b_i \cdot s), \text{ da cui:}$$

$$A_s / s \geq (v_{edi} - c \cdot f_{ctd}) \cdot b_i / (f_{yd} \cdot m_i)$$

Si assume: $m_i = 0,6$ $c = 0,20/2 = 0,10$ (valore dimezzato per carichi dinamici)

Per $R_{ck} = 40$: $f_{ctm} = 3,099$ $f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / 1,5 = 1,446 \text{ N/mm}^2$

2.4. SEZIONE DI APPOGGIO (X = 5,700 m dalla mezzeria)

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

V gamma Ved

Peso proprio impalcato 63,48 1,35 85,70

Finiture 19,89 1,50 29,84

Carichi mobili 156,63 1,35 211,45

326,98 kN

Baricentro dei 10 trefoli inferiori: Yapi = 7,00 cm

Altezza utile d = 70,0-7,00 = 63,00 cm

Angolo theta e verifica della resistenza del calcestruzzo

Con alfac = 1 (verifica come c.a. ordinario)

imponendo Vrcd=Ved, si ottiene: ctg(theta)= 3,035 (theta= 18,24°)

Si assume ctg(theta)= 2,50 (theta= 21,80°) con cui risulta:

Vrcd = 379,33 kN > Ved = 326,98 kN

Staffe necessarie nella trave

Sezione staffe: Asw/s = 5,90 cm²/m

Armatura inferiore all'appoggio (fyd=391,3 N/mm²)

As = 0,5.Ved.ctg(theta)/fyd = 10,45 cm²

Staffe attacco trave-soletta

Taglio di calcolo in fase 2: Ved2 = 241,29 kN

Momento statico della soletta: Ss = 42452,1 cm³

Momento d'inerzia: J2 = 2329016 cm⁴

Tensione tangenziale all'interfaccia: (bi = 75 cm)

v_edi = Ved2.Ss/(J2.bi) = 0,586 N/mm²

Sezione staffe: As/s = 14,11 cm²/m

2.5. SEZIONE X = 4,700 m dalla mezzeria

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

V gamma Ved

Peso proprio impalcato 52,34 1,35 70,66

Finiture 16,40 1,50 24,60

Carichi mobili 139,67 1,35 188,55

283,81 kN

Baricentro dei 10 trefoli inferiori: $Y_{api} = 7,00$ cm

Altezza utile $d = 70,0 - 7,00 = 63,00$ cm

Angolo theta e verifica della resistenza del calcestruzzo

Con $\sigma_{cp} = 10,05$ N/mm² = 0,388 fcd, $\alpha_c = 1,25$
imponendo $V_{rcd} = V_{ed}$, si ottiene: $\text{ctg}(\theta) = 4,629$ ($\theta = 12,19^\circ$)

Si assume $\text{ctg}(\theta) = 2,50$ ($\theta = 21,80^\circ$) con cui risulta:

$V_{rcd} = 474,16$ kN > $V_{ed} = 283,81$ kN

Staffe necessarie nella trave

Sezione staffe: $A_{sw}/s = 5,12$ cm²/m

Staffe attacco trave-soletta

Taglio di calcolo in fase 2: $V_{ed2} = 213,15$ kN

Momento statico della soletta: $S_s = 42452,1$ cm³

Momento d'inerzia: $J_2 = 2329016$ cm⁴

Tensione tangenziale all'interfaccia: ($b_i = 75$ cm)

$v_{edi} = V_{ed2} \cdot S_s / (J_2 \cdot b_i) = 0,518$ N/mm²

Sezione staffe: $A_s/s = 11,93$ cm²/m

2.6. SEZIONE X = 3,700 m dalla mezzeria

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

V gamma Ved

Peso proprio impalcato 41,21 1,35 55,63

Finiture 12,91 1,50 19,37

Carichi mobili 123,21 1,35 166,33

241,33 kN

Baricentro dei 10 trefoli inferiori: $Y_{api} = 7,00$ cm

Altezza utile $d = 70,0 - 7,00 = 63,00$ cm

Angolo theta e verifica della resistenza del calcestruzzo

Con $\sigma_{cp} = 10,07$ N/mm² = 0,389 fcd, $\alpha_c = 1,25$
imponendo $V_{rcd} = V_{ed}$, si ottiene: $\text{ctg}(\theta) = 5,517$ ($\theta = 10,27^\circ$)

Si assume $\text{ctg}(\theta) = 2,50$ ($\theta = 21,80^\circ$) con cui risulta:

$V_{rcd} = 474,16$ kN > $V_{ed} = 241,33$ kN

Staffe necessarie nella trave

Sezione staffe: $A_{sw}/s = 4,35$ cm²/m

Staffe attacco trave-soletta

Taglio di calcolo in fase 2: $V_{ed2} = 185,70$ kN

Momento statico della soletta: $S_s = 42452,1$ cm³

Momento d'inerzia: $J_2 = 2329016$ cm⁴

Tensione tangenziale all'interfaccia: ($b_i = 75$ cm)

$v_{edi} = V_{ed2} \cdot S_s / (J_2 \cdot b_i) = 0,451$ N/mm²

Sezione staffe: $A_s/s = 9,80$ cm²/m

2.7. SEZIONE X = 2,770 m dalla mezzeria

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

V gamma Ved

Peso proprio impalcato 30,85 1,35 41,65

Finiture 9,67 1,50 14,51

Carichi mobili 108,35 1,35 146,27

202,43 kN

Baricentro dei 12 trefoli inferiori: $Y_{api} = 7,50$ cm

Altezza utile $d = 70,0 - 7,50 = 62,50$ cm

Angolo theta e verifica della resistenza del calcestruzzo

Con $\sigma_{cp} = 11,19$ N/mm² = 0,432 fcd, $\alpha_c = 1,25$
imponendo $V_{rcd} = V_{ed}$, si ottiene: $\text{ctg}(\theta) = 6,587$ ($\theta = 8,63^\circ$)

Si assume $\text{ctg}(\theta) = 2,50$ ($\theta = 21,80^\circ$) con cui risulta:

$V_{rcd} = 470,40$ kN > $V_{ed} = 202,43$ kN

Staffe necessarie nella trave

Sezione staffe: $A_{sw}/s = 3,68$ cm²/m

Staffe attacco trave-soletta

Taglio di calcolo in fase 2: $V_{ed2} = 160,78$ kN

Momento statico della soletta: $S_s = 42701,9$ cm³

Momento d'inerzia: $J_2 = 2344062$ cm⁴

Tensione tangenziale all'interfaccia: ($b_i = 75$ cm)

$v_{edi} = V_{ed2} \cdot S_s / (J_2 \cdot b_i) = 0,391$ N/mm²

Sezione staffe: $A_s/s = 7,86$ cm²/m

2.8. SEZIONE X = 0,000 m dalla mezzeria

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

	V	gamma	Ved
Peso proprio impalcato	0,00	1,35	0,00
Finiture	0,00	1,50	0,00
Carichi mobili	66,68	1,35	90,02

			90,02 kN

Baricentro dei 12 trefoli inferiori: Yapi = 7,50 cm

Altezza utile $d = 70,0 - 7,50 = 62,50$ cm

Resistenza al taglio senza armature trasversali

Risulta: $V_{rd} = 149,03$ kN > $V_{ed} = 90,02$ kN

con: $V_{rd} = [0,18 \cdot k / \gamma_c \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$
(NTC 4.1.14 - $\gamma_c = 1,5$)

$k = 1,566$

$A_{sl} = 16,68$ cm² (12 trefoli) $\rho_l = 0,01779$

$\sigma_{cp} = 11,22$ N/mm² si assume $\sigma_{cp} = 0,2 \cdot f_{cd} = 5,174$

Calcolando comunque le staffe con $\cotg(\theta) = 2,5$ risulta:

sezione staffe: $A_{sw}/s = 1,64$ cm²/m

Staffe attacco trave-soletta

Taglio di calcolo in fase 2: $V_{ed2} = 90,02$ kN

Momento statico della soletta: $S_s = 42701,9$ cm³

Momento d'inerzia: $J_2 = 2344062$ cm⁴

Tensione tangenziale all'interfaccia: ($b_i = 75$ cm)

$$v_{edi} = V_{ed2} \cdot S_s / (J_2 \cdot b_i) = 0,219 \text{ N/mm}^2$$

Sezione staffe: $A_s/s = 2,36$ cm²/m

2.9. RIEPILOGO SEZIONI DI STAFFE NECESSARIE (cm²/m)

X	Trave	Trave-soletta
0,000	1,64	2,36
2,770	3,68	7,86
3,700	4,35	9,80
4,700	5,12	11,93
5,700	5,90	14,11

Sezione minima di staffe nella trave = $0,15 \times 15 = 2,25$ cm²/m

3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

=====

3.1. VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

3.1.1. Tensioni di esercizio nel calcestruzzo (NTC 4.1.2.2.5.1)

Massime tensioni di compressione (N/mm²):

Travi prefabbricate: $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 45,65 \text{ N/mm}^2$

- al lembo superiore della trave (sezione X = 0,000)

- combinazione rara: $12,56 < 0,60 f_{ck} = 27,39$

- permanente: $11,26 < 0,45 f_{ck} = 20,54$

- al lembo inferiore (sezione X = 5,700)

- permanente: $15,26 < 0,45 f_{ck} = 20,54$

Getti in opera: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$

- al lembo superiore della soletta (sezione di mezzeria)

- combinazione rara: $5,60 < 0,60 f_{ck} = 19,92$

3.1.2. Tensioni iniziali nel calcestruzzo (NTC 4.1.8.1.4)

Massima tensione di compressione al lembo inferiore:

$20,17 \text{ N/mm}^2$ (sezione X = 2,770)

$f_{ckj} \geq 20,17/0,70 = 28,81$ $R_{ckj} \geq 34,7 \text{ N/mm}^2$

3.1.3. Tensioni nell'acciaio preteso (NTC 4.1.8.1.5 e 4.1.2.2.5.2)

Caratteristiche trefoli: $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Tensione di tesatura = $1350 \text{ N/mm}^2 < 0,90 f_{p(1)k} = 1503$

$< 0,80 f_{ptk} = 1488$

Massima tensione di esercizio nella combinazione rara: (sez. X=3,700)

$1024 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{p(1)k} = 1336$

3.2. VERIFICA DI FESSURAZIONE

(NTC 4.1.2.2.4 e 5.1.3.12-Tabella 5.1.VI)

Si esegue la verifica nella sezione di mezzzeria (X=0,00)

1) Combinazione 'quasi permanente'

$$\psi_2 = 0$$

Tensione al lembo inferiore a ponte scarico:

$$\sigma_i = 10,29 \text{ N/mm}^2 > 0 \text{ (compressione)}$$

Non si verifica decompressione.

2) Combinazione 'frequente'

$$\psi_1 = 0,75 \text{ per i carichi tandem}$$

$$\psi_1 = 0,40 \text{ per i carichi distribuiti}$$

Momento flettente dovuto ai carichi mobili (L=11,400 m):

Q = carico concentrato asse tandem (kN)

p = carico distribuito (kN/m)

k = coefficiente di ripartizione

	Q	p	M	k
--	---	---	---	---

Corsia n. 1	225	10,80	1322,9	2,722
-------------	-----	-------	--------	-------

Corsia n. 2	150	3,00	813,7	0,166
-------------	-----	------	-------	-------

$$\text{Somma}(M.k) / 13 = 287,4 \text{ kNm}$$

Tensione al lembo inferiore:

$$\sigma_i = 10,29 - 5,25 = 5,04 \text{ N/mm}^2$$

Non si verifica decompressione della sezione.

La verifica di fessurazione per armatura sensibile è soddisfatta in condizioni ambientali molto aggressive.

3.3. VERIFICA DI DEFORMABILITA'

(NTC 4.1.2.2.2 e 5.1.4.5)

Carichi caratteristici e coefficienti di ripartizione:

	Q	p	k
Corsia n. 1	300	27,00	2,722
Corsia n. 2	200	7,50	0,166

Carichi sulla trave più sollecitata:

carichi concentrati $Q' = \text{Somma}(Q.k) / 13 = 65,369 \text{ kN}$

carico distribuito $p' = \text{Somma}(p.k) / 13 = 5,749 \text{ kN/m}$

Freccia della trave più sollecitata dovuta ai carichi mobili con:

luce di calcolo $L = 11,400 \text{ m}$

momento d'inerzia della trave $J = 0,023441 \text{ m}^4$

modulo di elasticità del calcestruzzo $E_c = 35000 \text{ N/mm}^2$

$$f = 6,38 \text{ mm} = L/1787$$

4. CALCOLO ARMATURE TRASVERSALI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

=====

4.1. Resistenze di calcolo dei materiali

Calcestruzzo $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{c} = 1,5$ $f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$

Acciaio B450C $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

4.2. Armature della soletta

Med = momento flettente agente di progetto

calcolato con i coefficienti gamma riportati al par. 1.2.

Momento massimo nella sezione di mezzeria dell'impalcato

Med = 40,06 kNm/m $d = 16,0 \text{ cm}$

As = 6,70 cm²/m ($x=1,72 \text{ cm}$)

Momento massimo nella sezione a L/4

Med = 32,06 kNm/m $d = 16,0 \text{ cm}$

As = 5,31 cm²/m ($x=1,36 \text{ cm}$)

Momento minimo nella sezione di mezzeria dell'impalcato

Med = -24,56 kNm/m $d = 16,0 \text{ cm}$

As = 4,03 cm²/m ($x=1,04 \text{ cm}$)

Allegato : note di calcolo

IMPALCATI SENZA TRAVERSI INTERMEDI

CRITERI DI CALCOLO

1. SCHEMA STRUTTURALE

Un impalcato da ponte privo di traversi intermedi si configura come una particolare piastra nervata, le cui nervature longitudinali sono costituite dalle travi e le nervature trasversali da due traversi di testa, posti in corrispondenza dei lati appoggiati.

Questa struttura può essere analizzata assimilandola ad una griglia piana, le cui aste trasversali sono costituite dai traversi di testa e da un opportuno numero di strisce di soletta.

Tale metodo di calcolo si presenta molto oneroso e la maggior precisione (spesso illusoria) che si consegue ad altri metodi più semplici non sembra giustificare la corrente applicazione agli usuali impalcati realizzati mediante travi prefabbricate, e quindi in un campo di luci e di interassi tra le travi ben circoscritto.

Se si trascura, a favore della sicurezza, l'influenza dei traversi di testa, la struttura si riduce ad una piastra dotata di sole nervature longitudinali, che come tale può essere assimilata ad una piastra ortotropa ed analizzata con il metodo Massonet.

A proposito si nota quanto segue:

- a) Da confronti eseguiti con calcoli a griglia il contributo dei traversi di testa appare modesto, nei casi esaminati, almeno per gli usuali spessori dei traversi stessi.
Tale contributo dipende dal rapporto tra la rigidezza torsionale del traverso e la rigidezza flessionale dell'impalcato e quindi, a parità delle altre condizioni: è maggiore con travi basse che con travi alte, cresce all'aumentare della luce e cresce al diminuire dell'interasse.
Risulta perciò in impalcati con travi alte a grande interasse, con la configurazione quindi che è la più vantaggiosa dal punto di vista economico.
- b) Appare comunque poco prudente fare affidamento sulla continuità, agli effetti torsionali tra i traversi di testa e le travi, in considerazione del procedimento costruttivo: i traversi vengono gettati in opera contro le travi prefabbricate con superficie esterna liscia; il collegamento è limitato alla soletta ed a poche barre inferiori passanti.
- c) Nell'ipotesi di trascurare l'effetto del traverso di testa, lo schema di piastra ortotropa si adatta molto bene alla struttura, ancor più che gli impalcati dotati di pochi traversi intermedi, nel calcolo dei quali si assume una rigidezza trasversale fittizia, ottenuta dividendo l'inerzia del traverso su di un grande interasse

2. CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

Data l'accentuata deformabilità trasversale dell'impalcato e quindi la forma relativamente incurvata dalle linee d'influenza di ripartizione K, non appare più opportuno calcolare il K di ogni corsia per un unico valore dell'eccentricità corrispondente all'asse della corsia; si calcola pertanto il K di ogni corsia come media tra i valori corrispondenti alle due file di ruote.

3. VERIFICA DELLA SOLETTA

3.1 Criteri generali di calcolo

La soletta deve essere dimensionata, oltre che per le sollecitazioni permanenti, per i momenti flettenti trasversali massimo e minimo che si generano nella piastra nervata con i carichi mobili disposti nella posizione più gravosa.

Così formulato il problema del calcolo di tali momenti estremi si presenta di ben ardua soluzione per cui si è reso necessario introdurre talune semplificazioni.

Se si pensa all'impalcato senza traversi intermedi ad un caso limite di quello con traversi, al tendere a zero dell'altezza della nervatura del traverso, si può affermare che la soletta deve assolvere a due compiti distinti:

- a) resistere alla flessione indotta dai carichi che possono gravare su di ogni campo, riportando tali carichi sulle travi, come gli impalcati con traversi (carico locale sulla soletta).
- b) Resistere ai momenti flettenti trasversali che nascono nella piastra ortotropa per effetto di carichi diversi sulle travi, ossia assicurare la ripartizione dei carichi tra le travi stesse; compito che era prima assolto dai traversi.

Osservando la linea d'influenza del momento flettente trasversale in un punto generico della piastra ortotropa, si nota subito che, con il carico disposto in una certa zona intorno al punto, il momento flettente risulta positivo, mentre per avere un momento negativo occorre disporre i carichi su due lati dell'impalcato lontani dal punto.

Pertanto:

- Al momento flettente positivo dovuto al carico locale va sommato quello derivante dal calcolo della piastra ortotropa;
- Al momento flettente negativo dovuto al carico locale andrebbe aggiunto il momento positivo della piastra ortotropa. Essendo tale momento di segno opposto al primi, la situazione più gravosa si ha teoricamente sull'appoggio, dove esso è nullo.

In alternativa va considerato il momento minimo della piastra ortotropa, ottenuto con i carichi disposti all'esterno del campo di soletta, che va sommato solo con il momento dovuto al carico locale permanente.

Praticamente si procede come segue:

Si calcola il momento massimo (positivo) nella piastra ortotropa in un punto di mezzo di un campo di soletta, riportando però i carichi sulle travi però i carichi sulla trave e l'altra se ne tiene già conto a parte.

A tale momento si somma poi quello dovuto al carico locale, ottenuto con gli usuali metodi (piastra vincolata su due lati).

Questo procedimento equivale concettualmente a considerare due fasi:

1. vincoli fittizi che impediscono l'abbassamento delle travi (effetto del carico locale);
2. rimozione dei vincoli fittizi piastra ortotropa caricata in corrispondenza delle travi.

Per semplicità i carichi vengono riportati sulle travi con sole condizioni di equilibrio (campi di soletta appoggiati sulle travi).

A favore della sicurezza si sommano i due difetti anche se dovuti a carichi diversi.

Per quanto riguarda invece il momento minimo (negativo) si verifica la soletta per la più gravosa di due situazioni alternative:

1. Momento minimo nella piastra ortotropa, in un punto corrispondente all'asse di una trave, sommato al momento locale permanente.
2. Solo momento minimo locale.