

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona  
PROGETTO DEFINITIVO**

**VIABILITA' EXTRA LINEA - MANUFATTI SCATOLARI  
RELAZIONE TECNICA E STATICA**

IL PROGETTISTA INTEGRATORE

**saipem spa**  
Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23746 - Sez. A Settore a) civile e ambientale (e industriale e dell'informazione) civile e ambientale (e dell'informazione)  
Tel. 02.52028099 - Fax 02.52028009  
CF. e P.IVA 00823700157

IL PROGETTISTA

**saipem spa**  
Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23746 - Sez. A Settore a) civile e ambientale (e industriale e dell'informazione) civile e ambientale (e dell'informazione)  
Tel. 02.52028099 - Fax 02.52028009  
CF. e P.IVA 00823700157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	C	L	N	V	0	0	0	0	0	0	3	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	M. [Signature]	31.03.14	D. [Signature]	31.03.14	LAZZARI [Signature]	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 26800\_04.doc



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
2 di 111

## INDICE

PREMESSA .....	3
NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	3
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	6
TOMBINO 2X1,5 .....	7
TOMBINO 3X2,5 .....	24
TOMBINO 4X2,5 .....	42
TOMBINO 6X4,5 .....	61
TOMBINO 9X4 .....	78
SOTTOPASSO 9,3x6,5.....	95

**NB: TUTTI GLI ELABORATI DI RIFERIMENTO CITATI ALL'INTERNO DEL DOCUMENTO SONO DA INTENDERSI CON IL CODICE COMMESSA "IN05" IN LUOGO DI "A202"**



## PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto i calcoli statici relativi ai manufatti scatolari tipologici previsti per la linea A.C./A.V. Torino-Venezia, tratta Milano-Verona, Lotto funzionale Brescia-Verona

Vengono analizzati i seguenti manufatti:

- Tombino 2x1,5 – ricoprimento 50 cm;
- Tombino 3x2,5 – ricoprimento 50 cm;
- Tombino 4x2,5 – ricoprimento 50 cm;
- Tombino 6x4,5 – ricoprimento 50 cm;
- Tombino 9x4 – ricoprimento 50 cm;
- Sottopasso 9,3x6,5 – Viabilità di Calcio (viabilità stradale)

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**Legge N. 1086 5 novembre 1971:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."

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

**Legge n. 64 del 2 febbraio 1974:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

**D.M. 11/03/1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

**Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988 n° 30483** - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

**Circ. M. LL.PP. 9 gennaio 1996, n. 218/24/3 - D.M. 11 marzo 1988** – Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.



**D.M. LL.PP. 4 maggio 1990** – «Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali».

**D.M. 14/02/1992 e D.M. 09/01/1996** - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

**Circolare Ministero LL.PP. N. 37406/STC del 24/06/93** - "Istruzioni relative alle nuove norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 14/02/1992.

**D.M. 16/01/1996** - Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**D.M. 16/01/1996** - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

**Circolare Ministeriale LL.PP. n. 156 del 04/07/1996** - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

**Circolare Ministero LL.PP. N. 252/STC del 15/10/96** - "Istruzioni relative alle nuove norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. e per le strutture metalliche".

**Circolare Min. LL.PP. 10/04/1997 n° 65/AA.GG.** - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16/01/1996”.

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** – Modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri –Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003– recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
5 di 111

**Decreto 21 ottobre 2003** – disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4 dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri –Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003– recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

**Nota esplicativa Dip. Protezione Civile Uff. SSN 4 giugno 2003** – nota esplicativa all’ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri –Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003– recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO  $R'_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$

CALCESTRUZZO MAGRO  $R'_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

I valori ammissibili per le tensioni risultano:

- CALCESTRUZZO 37  $\sigma_b = 11.50 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{c0} = 0.693 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{c1} = 2.029 \text{ N/mm}^2$

Per la viabilità stradale si sono adottate le seguenti caratteristiche (coerentemente ai sottopassi di linea):

CALCESTRUZZO  $R'_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

CALCESTRUZZO MAGRO  $R'_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

I valori ammissibili per le tensioni risultano:

- CALCESTRUZZO 35  $\sigma_b = 11.00 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{c1} = 1.97 \text{ N/mm}^2$

Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio FeB44 K (controllato in stabilimento) per diametri  $\phi \leq 26 \text{ mm}$  avente caratteristiche:

-  $f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$ ; soglia di snervamento.

Si adotta acciaio FeB38 K (controllato in stabilimento) per diametri  $\phi > 26 \text{ mm}$  avente caratteristiche:

-  $f_{yk} = 380 \text{ N/mm}^2$ ; soglia di snervamento.

Si adottano copriferri pari a:

- 4.0 cm per l'elevazione (superfici a vista),

- 4.0 cm per la fondazione e zone contro-terra (superfici non ispezionabili).

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
7 di 111

### **TOMBINO 2X1,5**

Il tombino scatolare di dimensioni interne 2,00x1,50. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono pari a 30 cm. Il ricoprimento è di 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 3.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.



## DATI GEOMETRICI TOMBINO

## Geometria scatolare

Descrizione	Scatolare semplice
Altezza esterna (m)	2.10
Larghezza esterna (m)	2.60
Spessore piedritto sinistro (m)	0.30
Spessore piedritto destro (m)	0.30
Spessore fondazione (m)	0.30
Spessore trasverso (m)	0.30

## Caratteristiche terreno

Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

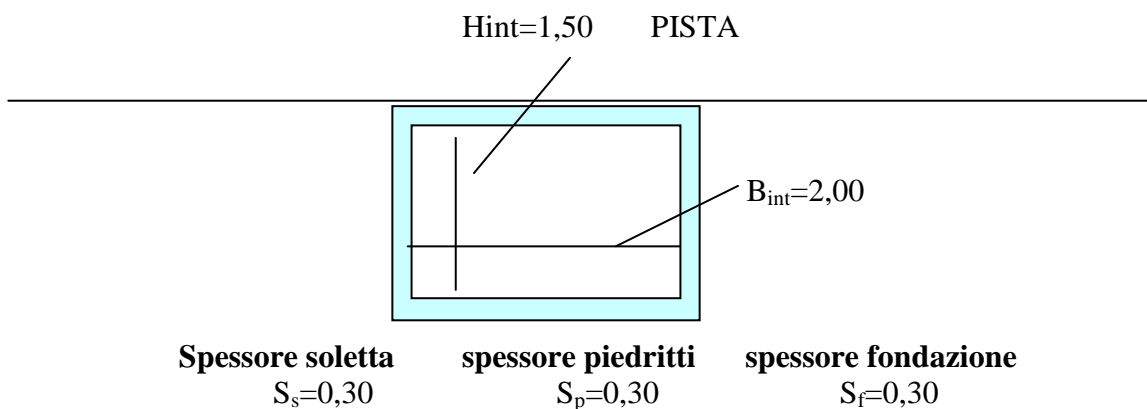


## DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di tombino larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

## GEOMETRIA DELLO SCATOLARE



### Condizione di carico n. 1

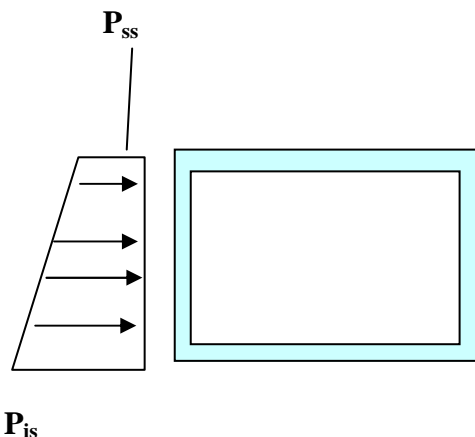
#### Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 2,10 = 2.215 \text{ Kg/m} = 22,2 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

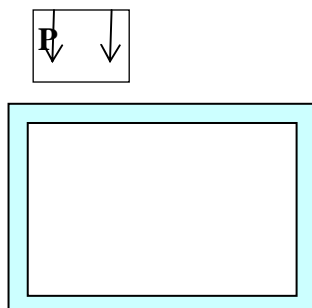
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

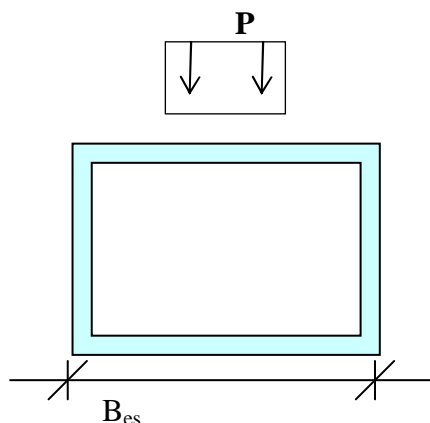
Pertanto si ha:

$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**

Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



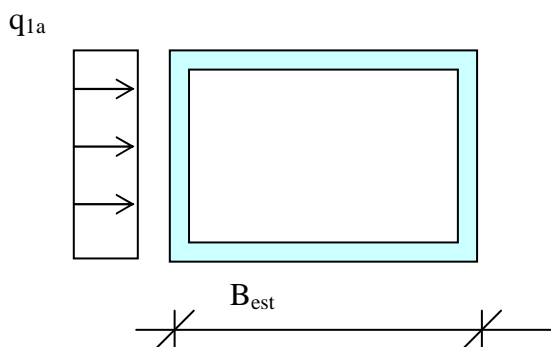
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



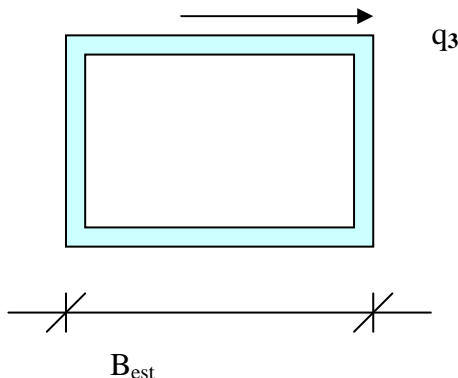
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 4) / 3,5 = 2.286 \text{ Kg/m} = 22,9 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00$  t/m<sup>3</sup>, il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 2,10 = 2.215 \text{ Kg/m} = 22,2 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ\text{C}$  per tener conto che il modulo elastico  $E$ , assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

**Falda**

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
13 di  
111

Si trascurano gli effetti della falda.

## COMBINAZIONI DI CARICO

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

### COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=2.10$   $V_1=2215.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale q1<sup>I</sup>)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.30$   $X_2=1.60$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale q1<sup>II</sup>)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.65$   $X_2=1.95$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale q1a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=2.10$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento q3)

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=1.95$   $V_p=2286.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=2.10$   $V_1=-2215.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=2.60$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)



## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.





## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.15	-0.6206	0.0005	0.0373	2.5349
0.72	-0.6210	0.0002	0.8509	2.0959
1.30	-0.6214	0.0000	1.6641	1.6645
1.88	-0.6218	-0.0002	1.2443	2.4893
2.35	-0.6223	-0.0005	0.8299	3.3271

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.15	-1.3337	1.9853	0.0385	2.5366
0.65	-1.3337	1.9852	0.7668	2.1773
1.30	-1.3338	1.9852	1.7006	1.7043
1.95	-1.3339	1.9852	1.2116	2.6228
2.45	-1.3339	1.9851	0.8310	3.3288

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.15	-0.6206	0.0005	0.0373	2.5349
1.05	-0.7045	0.7044	0.0379	2.5358
1.95	-1.3337	1.9853	0.0385	2.5366

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.15	-0.6223	-0.0005	0.8299	3.3271
1.05	-0.6883	0.7187	0.8304	3.3280
1.95	-1.3339	1.9851	0.8310	3.3288

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.15	-4135	-2006	-9892	-7239	3532	8032
0.72	70	2014	-6196	-3772	3532	8032
1.30	2897	3036	-2819	1096	3532	8032
1.88	1441	3332	2899	4759	3532	8032
2.45	-2006	-61	6796	9450	3532	8032

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.15	-2166	-465	5898	9149	381	1750

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
18 di  
111

0.65	1314	2634	3875	6522	381	1765
1.30	3010	3457	-2647	0	381	1784
1.95	-299	1314	-8022	-4770	381	1804
2.45	-3977	-1842	-8897	-5645	381	1819

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.15	-4135	-2006	1329	4918	7248	10499
1.05	-1608	-1051	-204	1923	6573	9824
1.95	-2165.59	-464.53	-1749.91	-380.77	5897.53	9149.21

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.15	-2006	-61	-1455	1128	6995	10247
1.05	-1693	-1340	79	2202	6320	9572
1.95	-3976.56	-1841.92	778.08	2936.20	5644.99	8896.67

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 30.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 14/20

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.15	7.70	7.70	53.26	1876.74	265.20	-4.66
0.72	7.70	7.70	25.88	135.29	876.41	-2.92
1.30	7.70	7.70	39.25	215.97	1504.35	-1.33
1.88	7.70	7.70	42.77	227.66	1427.59	2.24
2.45	7.70	7.70	25.79	879.86	133.52	4.45

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 30.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 14/20 inferiori e  $\phi$ 16/20 inferiori

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.15	7.70	10.05	25.17	120.54	907.65	4.31
0.65	7.70	10.05	33.76	1485.61	108.03	3.07
1.30	7.70	10.05	44.31	1923.06	153.60	-1.25
1.95	7.70	10.05	16.82	684.33	113.71	-3.77
2.45	7.70	10.05	46.10	205.53	1738.22	-4.19

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
19 di  
111

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 30.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 14/20$  all'esterno e  $\phi 12/20$  all'interno

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.15	5.65	7.70	53.78	290.54	1793.87	2.31
1.05	5.65	7.70	19.39	166.56	395.42	0.91
1.95	5.65	7.70	27.75	192.81	762.58	-0.82

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 30.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 14/20$  all'esterno e  $\phi 12/20$  all'interno

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.15	5.65	7.70	25.26	184.12	643.42	-0.68
1.05	5.65	7.70	20.65	171.30	439.28	1.04
1.95	5.65	7.70	51.70	282.17	1691.15	1.38

**EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ C$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 180 Kgm.

**File di input**

AV-TOMBINO 2x1,5 (T,m)

[TB2X1,5]

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

2 X=0.575 Y=0.000

3 X=1.150 Y=0.000

4 X=1.725 Y=0.000

5 X=2.300 Y=0.000

6 X=0.000 Y=0.900

7 X=2.300 Y=0.900

8 X=0.000 Y=1.800

9 X=1.150 Y=1.800

10 X=2.300 Y=1.800

:

RESTRAINTS

1,10,1 R=0,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 K=220,220,0,0,0,0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
20 di  
111

2 K=0,288,0,0,0,0  
3 K=0,288,0,0,0,0  
4 K=0,288,0,0,0,0  
5 K=220,220,0,0,0,0

:  
POTENTIAL

8,10,1 T=10,10

:  
FRAME

NM=1 T=1

1 A=0.30 I=2.25E-3 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 :SOLETTE

1,1,2 M=1 LP=1,0

2,2,3 M=1 LP=1,0

3,3,4 M=1 LP=1,0

4,4,5 M=1 LP=1,0

5,1,6 M=1 LP=1,0

6,6,8 M=1 LP=1,0

7,5,7 M=1 LP=1,0

8,7,10 M=1 LP=1,0

9,8,9 M=1 LP=1,0

10,9,10 M=1 LP=1,0

:  
COMBO

1 C=0.5

2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM:SAP90/FILE:tb2x15.F3F

AV-TOMBINO 2x1,5 (T,m)

**FRAME ELEMENT FORCES**

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
1	1	.20						
			.0	.00	-.18			
			.6	.00	-.18			
2	2	-.20						
			.0	-.00	.18			
			.6	-.00	.18			
2 -----								
1	1	.20						
			.0	.00	-.18			
			.6	.00	-.18			
2	2	-.20						
			.0	-.00	.18			
			.6	-.00	.18			
3 -----								
1	1	.20						
			.0	-.00	-.18			
			.6	-.00	-.18			
2	2	-.20						
			.0	.00	.18			
			.6	.00	.18			
4 -----								
1	1	.20						



		.0	-.00	-.18
		.6	-.00	-.18
2	-.20			
		.0	.00	.18
		.6	.00	.18
5	-----			
1	.00			
		.0	-.20	.18
		.9	-.20	.00
2	.00			
		.0	.20	-.18
		.9	.20	.00
6	-----			
1	.00			
		.0	-.20	.00
		.9	-.20	-.18
2	.00			
		.0	.20	.00
		.9	.20	.18
7	-----			
1	.00			
		.0	.20	-.18
		.9	.20	.00
2	.00			
		.0	-.20	.18
		.9	-.20	.00
8	-----			
1	.00			
		.0	.20	.00
		.9	.20	.18
2	.00			
		.0	-.20	.00
		.9	-.20	-.18
9	-----			
1	-.20			
		.0	.00	-.18
		1.2	.00	-.18
2	.20			
		.0	.00	.18
		1.2	.00	.18
10	-----			
1	-.20			
		.0	.00	-.18
		1.2	.00	-.18
2	.20			
		.0	.00	.18
		1.2	.00	.18

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

sezione 100x30 armata con  $\phi 14/20$

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 2,26 \quad \text{Kg/cm}^2$$

nell'acciaio (trazione)

$$\sigma = 101,82 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

sezione 100x30 armata con  $\phi 14/20$  (armatura tesa) e  $\phi 16/20$  (armatura compressa)

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 2,25 \quad \text{Kg/cm}^2$$



nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 101,98 \text{ Kg/cm}^2$

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:  
sezione 100x30 armata con  $\phi 14/20$  (armatura tesa) e  $\phi 12/20$  (armatura compressa)

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 2,28 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 101,66 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 53,26 + 2,26 = 55,52 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1876,74 + 101,82) = 1978,56 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 46,10 + 2,25 = 48,35 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1923,04 + 101,98) = 2025,02 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 53,78 + 2,28 = 56,06 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1793,87 + 101,66) = 1895,53 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

### Verifica a fessurazione

Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore pari a 30 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

### Fondazione

$N = 3,532 \text{ t} = 35,32 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = - (4,135 + 0,18) = -4,315 \text{ tm} = -43,15 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 14/20$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

### Traverso:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
23 di  
111

$N = 0,381 \text{ t} = 3,81 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = -(3,977+0,18) = -4,157 \text{ tm} = -41,57 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 14/20$  inferiori e  $\phi 16/20$  superiori.

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Piedritti:

Sezione di base

$N = 7,248 \text{ t} = 72,48 \text{ kN}$

$M = -(4,135+0,18) = -4,315 \text{ tm} = -43,15 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 14/20$  all'esterno e  $\phi 12/20$  all'interno.

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Verifica a punzonamento

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F=0,5 u h f_{ctd} > P \times \gamma_f$$

dove:

$h$  è lo spessore della soletta.

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

$P$  è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_{1c}$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F=0,5 \times [4 \times (30 + 30)] \times 30 \times 12,60 = 45.360 \text{ daN} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

#### Verifica della tensione sul terreno

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del tombino stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 4 ruote su tutta l'impronta del tombino e del peso del terreno:

$$F = [(2,6 \times 2,1) - (2,0 \times 1,5)] \times 2.500 \times 3,5 + 4 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 2,6 = 86.625 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = F / (260 \times 350) = 0,95 \text{ daN/cm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
24 di  
111

### **TOMBINO 3X2,5**

Il tombino scatolare di dimensioni interne 3,00x2,50. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono rispettivamente pari a 40, 40 e 45 cm. Il ricoprimento è di 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 2.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.





## DATI GEOMETRICI TOMBINO

## Geometria scatolare

Descrizione	Scatolare semplice
Altezza esterna (m)	3.35
Larghezza esterna (m)	3.80
Spessore piedritto sinistro (m)	0.40
Spessore piedritto destro (m)	0.40
Spessore fondazione (m)	0.45
Spessore trasverso (m)	0.40

## Caratteristiche terreno

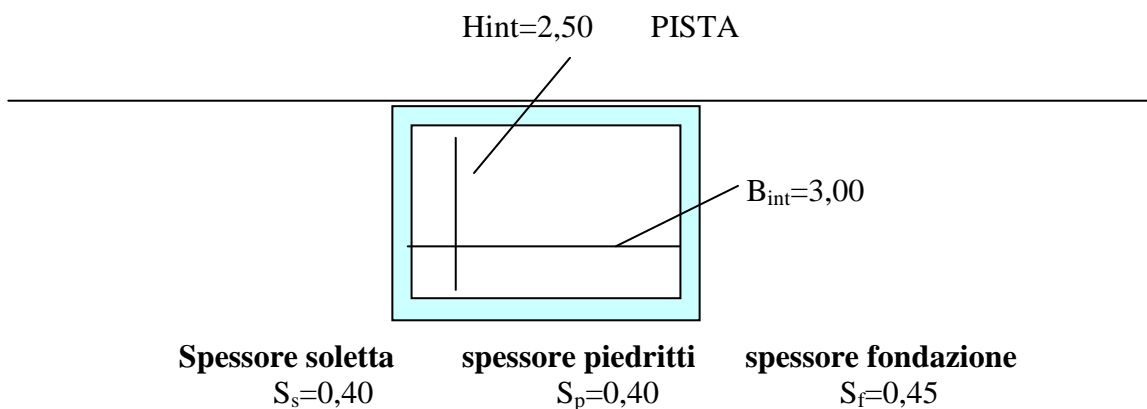
Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

**DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE**

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di tombino larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

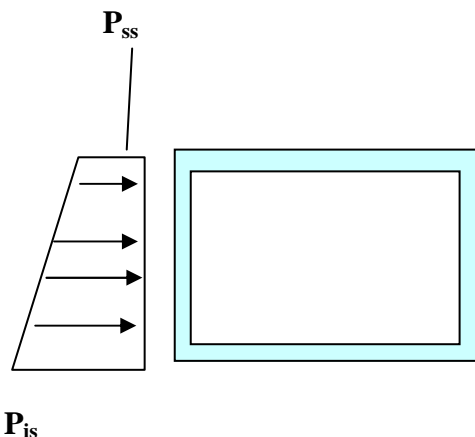
**GEOMETRIA DELLO SCATOLARE****Condizione di carico n. 1****Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 3,35 = 3.280 \text{ Kg/m} = 32,8 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

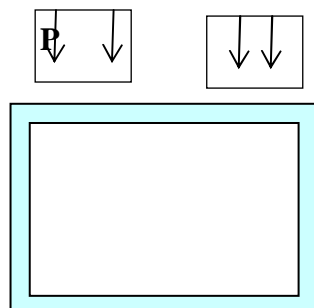
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

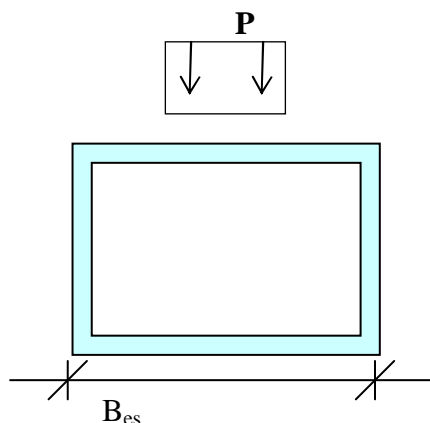
Pertanto si ha:

$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**

Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



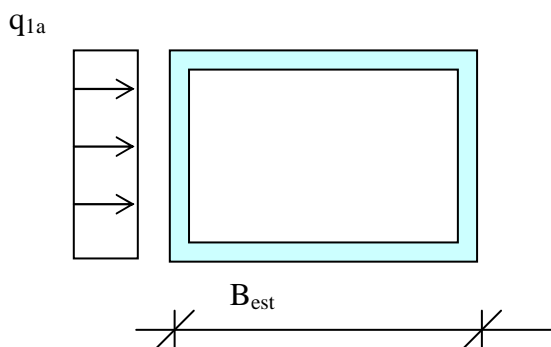
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



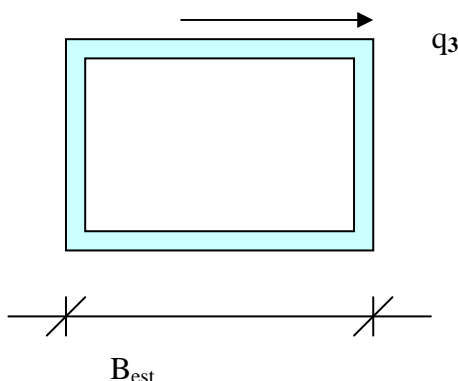
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 6) / 3,5 = 3.429 \text{ Kg/m} = 34,3 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_o \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 3,35 = 3.280 \text{ Kg/m} = 32,8 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ \text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ \text{C}$  per tener conto che il modulo elastico  $E$ , assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
30 di  
111

**Falda**

Si trascurano gli effetti della falda.

## COMBINAZIONI DI CARICO

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

### COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.35$   $V_1=3280.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale $q1^I$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.40$   $X_2=1.70$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=2.20$   $X_2=3.50$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale $q1^{II}$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=1.25$   $X_2=2.55$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale $q1a$ )

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.35$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento $q3$ )

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=3.15$   $V_p=3429.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.35$   $V_1=-3280.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=3.80$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)





## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.20	-0.6832	0.1682	-0.4223	2.1487
1.05	-0.6840	0.1673	0.5756	2.1778
1.90	-0.6848	0.1665	1.5707	2.2217
2.70	-0.6855	0.1656	1.6000	3.1990
3.50	-0.6864	0.1647	1.6188	4.3263

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.20	0.0003	3.7043	-0.4206	2.1520
1.08	0.0001	3.7042	0.6491	2.2388
1.90	0.0000	3.7041	1.6288	2.3057
2.74	-0.0001	3.7041	1.6427	3.3074
3.60	-0.0003	3.7040	1.6210	4.3302

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.23	-0.6832	0.1682	-0.4223	2.1487
1.69	-0.0254	1.9205	-0.4214	2.1505
3.15	0.0003	3.7043	-0.4206	2.1520

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.23	-0.6864	0.1647	1.6188	4.3263
1.69	0.0013	1.9536	1.6200	4.3283
3.15	-0.0003	3.7040	1.6210	4.3302

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.20	-10607	-3637	-16265	-9301	8058	15558
1.05	-886	5659	-12059	-5447	8058	15558
1.90	5959	9481	-5550	403	8058	15558
2.70	4092	10287	1966	8524	8058	15558
3.60	-5124	1530	11305	18742	8058	15558

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
------	------------------------	------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
35 di  
111

0.20	-4886	-139	6376	13847	1173	3271
1.08	2924	6390	4047	7025	1173	3332
1.90	5983	6694	-2729	0	1173	3390
2.74	557	4426	-9473	-6476	1173	3449
3.60	-9249	-4032	-16898	-8785	1173	3509

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.23	-10607	-3637	3166	8986	9301	16772
1.69	-3075	-831	-439	2984	7838	15309
3.15	-4885.82	-139.17	-3270.79	-1172.87	6375.71	13846.90

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.23	-5124	1530	-3376	1060	11710	19823
1.69	-3384	-1693	229	3584	10247	18360
3.15	-9248.99	-4031.97	1710.78	5118.03	8784.57	16897.90

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 45.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 18/20$  superiori e  $\phi 16/20$  inferiori + infittimento inferiore  $\phi 12/20$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.20	15.71	12.72	47.13	1437.21	444.96	-4.77
1.05	10.05	12.72	27.65	258.50	864.25	-3.54
1.90	10.05	12.72	45.97	414.76	1728.07	-1.63
2.70	10.05	12.72	50.19	455.10	1683.80	2.50
3.60	15.71	12.72	22.91	618.06	226.14	5.50

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 40.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 18/20$  superiori e  $\phi 18/20$  inferiori + infittimento superiore  $\phi 12/20$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.20	12.72	18.38	24.92	210.43	796.27	4.64
1.08	12.72	12.72	37.14	1536.20	264.90	2.35
1.90	12.72	12.72	38.97	1590.91	280.88	-0.91
2.74	12.72	12.72	25.87	1018.26	191.74	-3.18
3.60	12.72	18.38	46.80	385.62	1565.03	-5.66

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
36 di  
111

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 40.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 18/20$  all'esterno e  $\phi 16/20$  all'interno + infittimento esterno superiore ed inferiore  $\phi 12/20$ 

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.23	10.05	18.38	56.65	524.60	1479.01	3.01
1.69	10.05	12.72	18.08	197.84	254.31	1.00
3.15	10.05	18.38	26.66	272.60	512.09	-1.10

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 40.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 18/20$  all'esterno e  $\phi 16/20$  all'interno + infittimento esterno superiore ed inferiore  $\phi 12/20$ 

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.23	10.05	18.38	28.07	296.03	474.50	-1.13
1.69	10.05	12.72	19.95	216.57	293.19	1.20
3.15	10.05	18.38	49.84	477.88	1184.34	1.72

### **EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ C$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 230 Kgm.

#### **File di input**

AV-TOMBINO 3x2,5 (T,m)

[TB3X25]

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

2 X=0.850 Y=0.000

3 X=1.700 Y=0.000

4 X=2.550 Y=0.000

5 X=3.400 Y=0.000

6 X=0.000 Y=1.4265

7 X=3.400 Y=1.4265

8 X=0.000 Y=2.925

9 X=1.700 Y=2.925

10 X=3.400 Y=2.925

:

RESTRAINTS

1,10,1 R=0,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
37 di  
111

1 K=313,313,0,0,0,0  
2 K=0,425,0,0,0,0  
3 K=0,425,0,0,0,0  
4 K=0,425,0,0,0,0  
5 K=313,313,0,0,0,0  
:

POTENTIAL

8,10,1 T=10,10  
:

FRAME

NM=2 T=1

1 A=0.40 I=5.33E-3 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 :TRAVERSO E PIEDRITTI  
2 A=0.45 I=7.59E-3 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 :FONDAZIONE

1,1,2 M=2 LP=1,0  
2,2,3 M=2 LP=1,0  
3,3,4 M=2 LP=1,0  
4,4,5 M=2 LP=1,0  
5,1,6 M=1 LP=1,0  
6,6,8 M=1 LP=1,0  
7,5,7 M=1 LP=1,0  
8,7,10 M=1 LP=1,0  
9,8,9 M=1 LP=1,0  
10,9,10 M=1 LP=1,0  
:

COMBO

1 C=0.5  
2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM:SAP90/FILE:TB3X25.F3F

AV-TOMBINO 3x2,5 (T,m)

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
	1	.20						
			.0	.00	-.32			
			.9	.00	-.31			
	2	-.20						
			.0	-.00	.32			
			.9	-.00	.31			
2 -----								
	1	.20						
			.0	.00	-.31			
			.9	.00	-.31			
	2	-.20						
			.0	-.00	.31			
			.9	-.00	.31			
3 -----								
	1	.20						
			.0	-.00	-.31			
			.8	-.00	-.31			
	2	-.20						
			.0	.00	.31			
			.8	.00	.31			
4 -----								
	1	.20						



		.0	-.00	-.31
		.9	-.00	-.32
2	-.20			
		.0	.00	.31
		.9	.00	.32
5	-----			
1	.00			
		.0	-.20	.32
		1.4	-.20	.03
2	.00			
		.0	.20	-.32
		1.4	.20	-.03
6	-----			
1	.00			
		.0	-.20	.03
		1.5	-.20	-.27
2	.00			
		.0	.20	-.03
		1.5	.20	.27
7	-----			
1	.00			
		.0	.20	-.32
		1.4	.20	-.03
2	.00			
		.0	-.20	.32
		1.4	-.20	.03
8	-----			
1	.00			
		.0	.20	-.03
		1.5	.20	.27
2	.00			
		.0	-.20	.03
		1.5	-.20	-.27
9	-----			
1	-.20			
		.0	.00	-.27
		1.7	.00	-.27
2	.20			
		.0	.00	.27
		1.7	.00	.27
10	-----			
1	-.20			
		.0	.00	-.27
		1.7	.00	-.27
2	.20			
		.0	.00	.27
		1.7	.00	.27

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

*sezione 100x40 armata con  $\phi 18/20$  +  $\phi 16/20$  (in zona tesa) e  $\phi 16/20$  (in zona compressa)*

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 2,14 \quad \text{Kg/cm}^2$$

nell'acciaio (trazione)

$$\sigma = 65,27 \quad \text{Kg/cm}^2$$

*sezione 100x40 armata con  $\phi 18/20$*

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 1,85 \quad \text{Kg/cm}^2$$

nell'acciaio (trazione)

$$\sigma = 79,19 \quad \text{Kg/cm}^2$$



sezione 100x45 armata con  $\phi 18/20$  (in zona tesa) e  $\phi 16/20$  (in zona compressa)

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,52 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 68,76 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 45,97 + 1,52 = 47,49 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1728,07 + 68,76) = 1796,83 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 46,80 + 1,85 = 48,65 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1590,91 + 79,19) = 1670,10 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 59,63 + 2,14 = 61,74 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1711,73 + 65,27) = 1783,07 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

### Verifica a fessurazione

Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore rispettivamente pari a 40, 45 e 40 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

### Fondazione

Sezione di incastro

$$N = 8,058 \text{ t} = 80,58 \text{ kN (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = - (10,607 + 0,32) = -10,927 \text{ tm} = -109,27 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 16/20 + \phi 12/20$  (in zona tesa) e  $18/20$  (in zona compressa).

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
40 di  
111

#### Sezione in campata

$N = 8,058 \text{ t} = 80,58 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = (10,287+0,32) = 10,607 \text{ tm} = 106,07 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/20$  (in zona tesa) e  $16/20$  (in zona compressa).

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Traverso:

##### Sezione in campata

$N = 1,173 \text{ t} = 21,36 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = (6,694+0,32) = 7,014 \text{ tm} = 70,14 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/20$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

##### Sezione all'incastro

$N = 1,173 \text{ t} = 21,36 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = -(9,249+0,32) = -9,569 \text{ tm} = -95,69 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/20+\phi 12/20$  (in zona tesa) e  $18/20$  (in zona compressa).

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Piedritti:

##### Sezione di base

$N = 9,301 \text{ t} = 93,01 \text{ kN}$

$M = -(10,607+0,32) = -10,927 \text{ tm} = -109,27 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/20+\phi 12/20$  (in zona tesa) e  $16/20$  (in zona compressa).

Dal calcolo a fessurazione si ha:

$A_{\text{ceff}} = 140.200 \text{ mm}^2$ ;

Distanza fessure = 157 mm;

Apertura fessure = 0,124 mm.

#### **Verifica a punzonamento**

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996. La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F=0,5 u h f_{ctd} > P \times \gamma_f$$

dove:

$h$  è lo spessore della soletta.

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

$P$  è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
41 di  
111

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_{1c}$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F = 0,5 \times [4 \times (30 + 40)] \times 40 \times 12,60 = 70.560 \text{ daN} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

### **Verifica della tensione sul terreno**

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del tombino stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 6 ruote su tutta l'impronta del tombino e del peso del terreno:

$$F = [(3,8 \times 3,35) - (3,0 \times 2,5)] \times 2.500 \times 3,5 + 6 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 3,80 = 143.063 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = F / (380 \times 350) = 1,08 \text{ daN/cm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
42 di  
111

### **TOMBINO 4X2,5**

Il tombino scatolare di dimensioni interne 4,00x2,50. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono rispettivamente pari a 50, 50 e 55 cm. Il ricoprimento è di 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 2.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.



## DATI GEOMETRICI TOMBINO

## Geometria scatolare

Descrizione	Scatolare semplice
Altezza esterna (m)	3.55
Larghezza esterna (m)	5.00
Spessore piedritto sinistro (m)	0.50
Spessore piedritto destro (m)	0.50
Spessore fondazione (m)	0.55
Spessore trasverso (m)	0.50

## Caratteristiche terreno

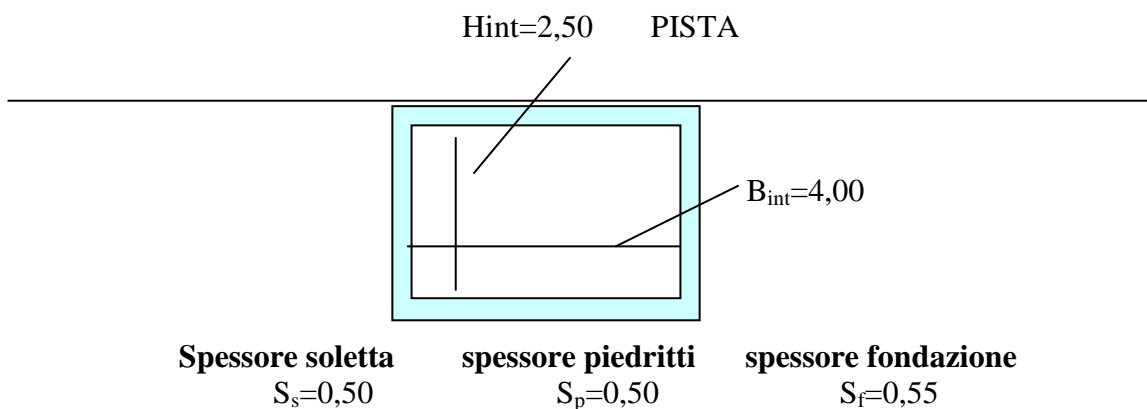
Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

**DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE**

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di tombino larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

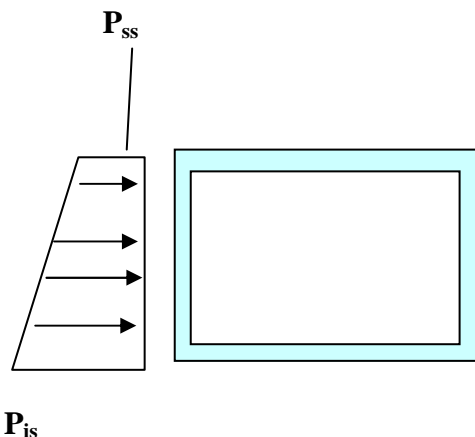
**GEOMETRIA DELLO SCATOLARE****Condizione di carico n. 1****Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 3,55 = 3.451 \text{ Kg/m} = 34,5 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

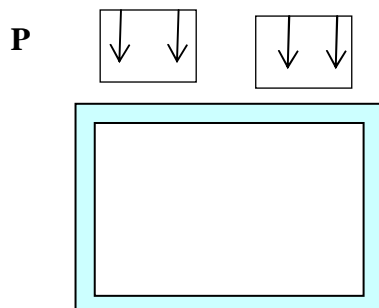
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

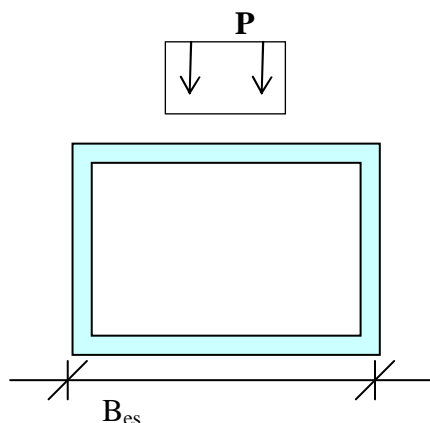
Pertanto si ha:

$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**

Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



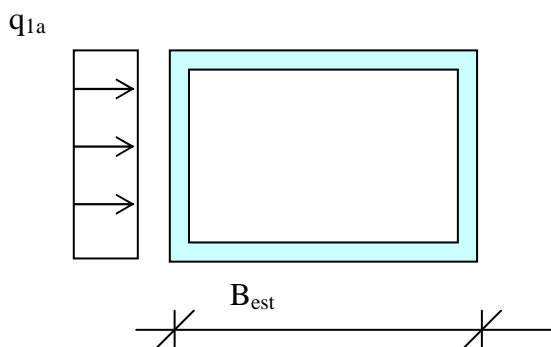
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



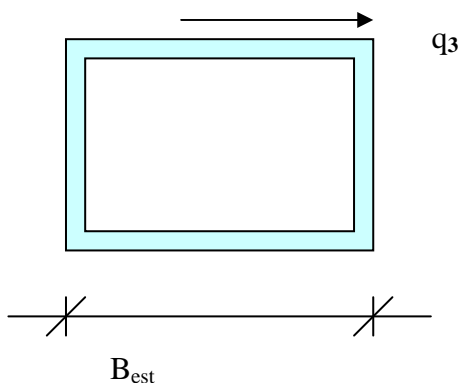
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 6) / 3,5 = 3.429 \text{ Kg/m} = 34,3 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_o \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 3,55 = 3.451 \text{ Kg/m} = 34,5 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ \text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ \text{C}$  per tener conto che il modulo elastico  $E$ , assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
48 di  
111

**Falda**

Si trascurano gli effetti della falda.



## COMBINAZIONI DI CARICO

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

### COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.55$   $V_1=3451.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale $q1^I$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.50$   $X_2=1.80$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=2.00$   $X_2=3.30$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.50$   $X_2=4.80$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale $q1^{II}$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=1.85$   $X_2=3.15$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.35$   $X_2=4.65$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.35$   $X_2=1.65$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale $q1a$ )

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.55$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento $q3$ )

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=3.30$   $V_p=3429.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=3.55$   $V_1=-3451.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=5.00$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

D E2 CL NV0000 003

Rev.

0

Foglio

51 di  
111



## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

D E2 CL NV0000 003

Rev.

0

Foglio

53 di  
111

## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.25	-0.7241	0.3165	1.4707	2.9779
1.33	-0.7250	0.3156	2.1336	2.9247
2.50	-0.7259	0.3146	2.8729	2.8973
3.58	-0.7268	0.3136	2.9205	3.5995
4.65	-0.7278	0.3126	2.9779	4.4352

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.25	-0.0260	2.3562	1.4750	2.9828
1.46	-0.0262	2.3561	2.3356	3.0445
2.50	-0.0263	2.3560	3.0411	3.0697
3.69	-0.0264	2.3559	3.0377	3.7929
4.75	-0.0265	2.3558	2.9828	4.4406

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.28	-0.7241	0.3165	1.4707	2.9779
1.79	-0.1443	1.3061	1.4729	2.9804
3.30	-0.0260	2.3562	1.4750	2.9828

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.28	-0.7278	0.3126	2.9779	4.4352
1.79	-0.0773	1.3674	2.9804	4.4380
3.30	-0.0265	2.3558	2.9828	4.4406

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.25	-18125	-12271	-29115	-26057	9021	16704
1.33	6391	11887	-17736	-14708	9021	16704
2.50	20493	21043	-4473	708	9021	16704
3.58	13335	17965	11616	14864	9021	16704
4.75	-12453	-7037	29115	31647	9021	16725

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.25	-12408	-8068	22636	26062	1437	3273

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
54 di  
111

1.46	10827	12739	9448	11597	1437	3379
2.50	16922	17348	-1960	189	1437	3470
3.69	6149	8970	-15320	-13171	1437	3574
4.75	-17198	-12408	-28950	-26062	1437	3667

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.28	-18125	-12271	3558	9412	26417	29843
1.79	-10279	-8837	-332	2959	24527	27953
3.30	-12407.58	-8067.57	-3272.96	-1436.98	22636.07	26062.05

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.28	-12453	-7037	-3580	806	29843	32731
1.79	-10640	-10072	310	3608	27953	30840
3.30	-17198.07	-12407.58	1919.01	5416.72	26062.05	28949.58

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 55.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 20/10$  superiori e  $\phi 18/10$  inferiori

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.25	25.45	31.42	42.11	1296.29	438.82	-6.85
1.33	25.45	31.42	26.94	294.28	694.22	-4.44
2.50	25.45	31.42	46.75	507.45	1362.46	-1.05
3.58	25.45	31.42	40.65	443.28	1056.72	3.50
4.75	25.45	31.42	28.93	891.43	301.37	7.45

In corrispondenza di X = 4,50 m si ha  $\tau_c = 6,60 \text{ Kg/cm}^2$ 

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 50.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 18/10$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.25	25.45	25.45	34.25	327.16	1165.22	6.81
1.46	25.45	25.45	35.04	1212.05	332.46	3.03
2.50	25.45	25.45	47.70	1651.75	452.45	-0.51
3.69	25.45	25.45	24.85	830.92	239.00	-4.01
4.75	25.45	25.45	47.30	448.90	1635.92	-7.57

In corrispondenza di X = 4,50 m si ha  $\tau_c = -6,65 \text{ Kg/cm}^2$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
55 di  
111

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 50.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 16/10$ 

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.28	20.11	20.11	58.87	609.16	1591.20	2.46
1.79	20.11	20.11	33.81	378.35	662.06	0.77
3.30	20.11	20.11	40.64	437.91	951.53	-0.86

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 50.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 16/10$ 

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.28	20.11	20.11	40.90	449.91	864.52	-0.94
1.79	20.11	20.11	34.99	391.63	687.16	0.94
3.30	20.11	20.11	56.01	585.93	1447.73	1.42

### **EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ C$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 620 Kgm.

#### **File di input**

AV-TOMBINO 4x2,5 (T,m)

[TB4X25]

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

2 X=1.125 Y=0.000

3 X=2.250 Y=0.000

4 X=3.375 Y=0.000

5 X=4.500 Y=0.000

6 X=0.000 Y=1.5125

7 X=4.500 Y=1.5125

8 X=0.000 Y=3.025

9 X=2.250 Y=3.025

10 X=4.500 Y=3.025

:

RESTRAINTS

1,10,1 R=0,0,1,1,1,0

:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
56 di  
111

## SPRINGS

1 K=406,406,0,0,0,0  
 2 K=0,563,0,0,0,0  
 3 K=0,563,0,0,0,0  
 4 K=0,563,0,0,0,0  
 5 K=406,406,0,0,0,0

:

## POTENTIAL

8,10,1 T=10,10

:

## FRAME

NM=2 T=1

1 A=0.50 I=1.04E-2 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : TRAVERSO E PIEDRITTI  
 2 A=0.55 I=1.39E-2 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : FONDAZIONE

1,1,2 M=2 LP=1,0  
 2,2,3 M=2 LP=1,0  
 3,3,4 M=2 LP=1,0  
 4,4,5 M=2 LP=1,0  
 5,1,6 M=1 LP=1,0  
 6,6,8 M=1 LP=1,0  
 7,5,7 M=1 LP=1,0  
 8,7,10 M=1 LP=1,0  
 9,8,9 M=1 LP=1,0  
 10,9,10 M=1 LP=1,0

:

## COMBO

1 C=0.5  
 2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM:SAP90/FILE:tb4x25.F3F

AV-TOMBINO 4x2,5 (T,m)

## F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
	1	.37	.0	.01	-.62			
			1.1	.01	-.61			
	2	-.37	.0	-.01	.62			
			1.1	-.01	.61			
2 -----								
	1	.37	.0	.00	-.61			
			1.1	.00	-.60			
	2	-.37	.0	-.00	.61			
			1.1	-.00	.60			
3 -----								
	1	.37	.0	-.00	-.60			
			1.1	-.00	-.61			
	2	-.37	.0	.00	.60			
			1.1	.00	.61			
4 -----								





1	.37	.0	-.01	-.61
		1.1	-.01	-.62
2	-.37	.0	.01	.61
		1.1	.01	.62
5	-----			
1	.00	.0	-.38	.62
		1.5	-.38	.05
2	.00	.0	.38	-.62
		1.5	.38	-.05
6	-----			
1	.00	.0	-.38	.05
		1.5	-.38	-.52
2	.00	.0	.38	-.05
		1.5	.38	.52
7	-----			
1	.00	.0	.38	-.62
		1.5	.38	-.05
2	.00	.0	-.38	.62
		1.5	-.38	.05
8	-----			
1	.00	.0	.38	-.05
		1.5	.38	.52
2	.00	.0	-.38	.05
		1.5	-.38	-.52
9	-----			
1	-.38	.0	.00	-.52
		2.3	.00	-.52
2	.38	.0	.00	.52
		2.3	.00	.52
10	-----			
1	-.38	.0	.00	-.52
		2.3	.00	-.52
2	.38	.0	.00	.52
		2.3	.00	.52

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

*sezione 100x50 armata con  $\phi 18/10$*

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 1,68 \quad \text{Kg/cm}^2$$

nell'acciaio (trazione)

$$\sigma = 60,11 \quad \text{Kg/cm}^2$$

*sezione 100x50 armata con  $\phi 16/10$*

nel calcestruzzo (compressione)

$$\sigma = 1,89 \quad \text{Kg/cm}^2$$

nell'acciaio (trazione)

$$\sigma = 75,35 \quad \text{Kg/cm}^2$$



sezione 100x55 armata con  $\phi 18/10$  (in zona compressa) e  $\phi 20/10$  (in zona tesa)

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,57 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 49,18 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 46,75 + 1,57 = 48,32 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1362,46 + 49,18) = 1411,64 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 47,70 + 1,68 = 49,38 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1651,75 + 60,11) = 1711,86 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 58,87 + 1,89 = 60,76 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1591,20 + 75,35) = 1666,55 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

### Verifica a fessurazione

Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore rispettivamente pari a 50, 55 e 50 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

### Fondazione

Sezione di incastro

$$N = 9,021 \text{ t} = 90,21 \text{ kN} \text{ (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = - (18,125 + 0,62) = 18,745 \text{ tm} = 187,45 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$  inferiori (in zona tesa) e  $\phi 20/10$  superiori (in zona compressa).

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

**Sezione in campata**

$N = 9,021 \text{ t} = 90,21 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = (21,043 + 0,62) = 21,663 \text{ tm} = 216,63 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$  inferiori (in zona tesa) e  $\phi 20/10$  superiori (in zona compressa).

Dal calcolo a fessurazione si ha:

$A_{\text{ceff}} = 190.000 \text{ mm}^2$ ;

Distanza fessure = 160 mm;

Apertura fessure = 0,1199 mm.

**Traverso:**

$N = 1,437 \text{ t} = 14,37 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = (17,348 + 0,62) = 17,968 \text{ tm} = 179,68 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$ .

Dal calcolo a fessurazione si ha:

$A_{\text{ceff}} = 175.000 \text{ mm}^2$ ;

Distanza fessure = 162 mm;

Apertura fessure = 0,1424 mm.

**Piedritti:**

Sezione di base

$N = 26,417 \text{ t} = 264,17 \text{ kN}$

$M = - (18,125 + 0,62) = -18,745 \text{ tm} = -187,45 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 16/10$ .

Dal calcolo a fessurazione si ha:

$A_{\text{ceff}} = 154.900 \text{ mm}^2$ ;

Distanza fessure = 163 mm;

Apertura fessure = 0,130 mm.

**Verifica a punzonamento**

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F = 0,5 u h f_{\text{ctd}} > P \times \gamma_f$$

dove:

$h$  è lo spessore della soletta.

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{\text{ctd}}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

$P$  è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_{1c}$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F = 0,5 \times [4 \times (30 + 50)] \times 50 \times 12,60 = 100.800 \text{ daN} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
60 di  
111

### **Verifica della tensione sul terreno**

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del tombino stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 6 ruote su tutta l'impronta del tombino e del peso del terreno:

$$F = [(5,0 \times 3,55) - (4,0 \times 2,5)] \times 2.500 \times 3,5 + 6 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 5 = 169.313 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = F / (500 \times 350) = 0,97 \text{ daN/cm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
61 di  
111

### **TOMBINO 6X4,5**

Il tombino scatolare di dimensioni interne 6,00x4,50. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono rispettivamente pari a 80, 80 e 90 cm. Il ricoprimento è di 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 3.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.



## DATI GEOMETRICI TOMBINO

## Geometria scatolare

Descrizione	Scatolare semplice
Altezza esterna (m)	6.20
Larghezza esterna (m)	7.60
Spessore piedritto sinistro (m)	0.80
Spessore piedritto destro (m)	0.80
Spessore fondazione (m)	0.90
Spessore trasverso (m)	0.80

## Caratteristiche terreno

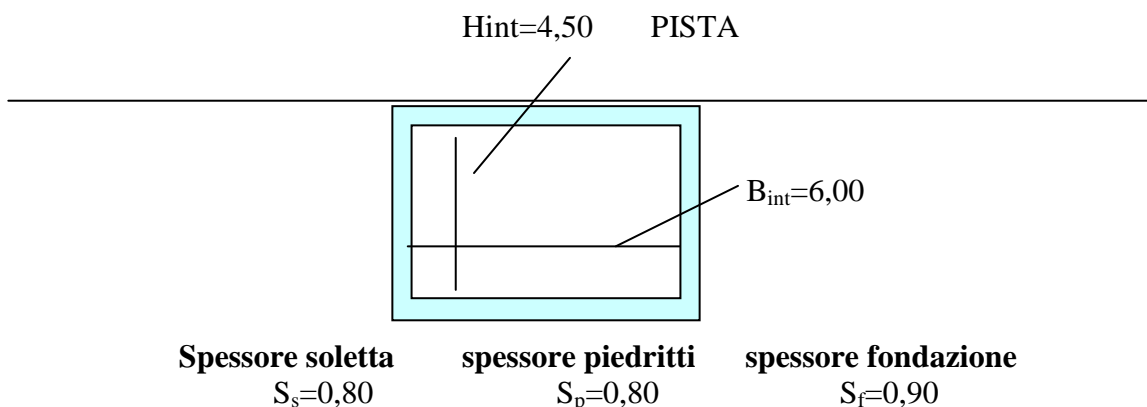
Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

**DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE**

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di tombino larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

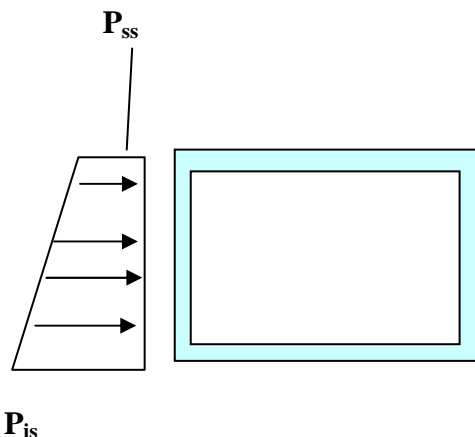
**GEOMETRIA DELLO SCATOLARE****Condizione di carico n. 1****Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 6,20 = 5.708 \text{ Kg/m} = 57,1 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

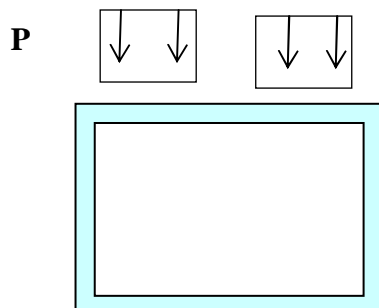
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

Pertanto si ha:

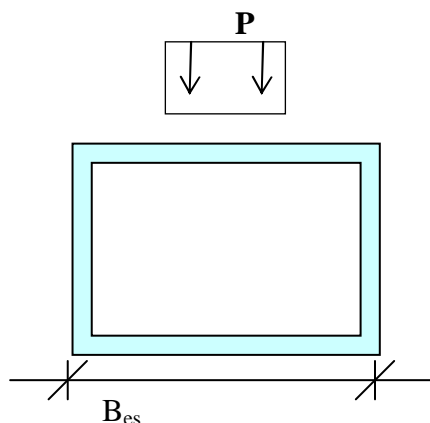
$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**



Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



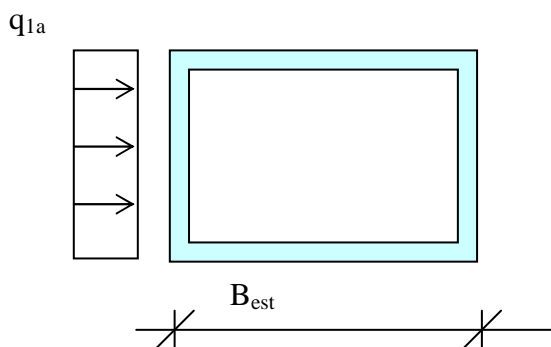
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



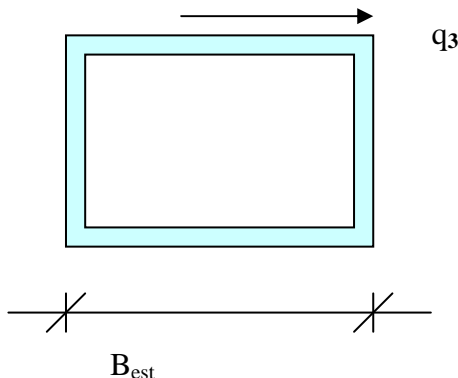
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 6) / 3,5 = 3.429 \text{ Kg/m} = 34,3 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00$  t/m<sup>3</sup>, il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_o \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 6,20 = 5.708 \text{ Kg/m} = 57,1 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ\text{C}$  per tener conto che il modulo elastico E, assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

**Falda**

Si trascurano gli effetti della falda.

## COMBINAZIONI DI CARICO

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

### COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.20$   $V_1=5708.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale $q1^I$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.80$   $X_2=2.10$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=2.30$   $X_2=3.60$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.80$   $X_2=5.10$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale $q1^{II}$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=4.65$   $X_2=5.95$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.15$   $X_2=4.45$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=1.65$   $X_2=2.95$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale $q1a$ )

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.20$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento $q3$ )

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=5.80$   $V_p=3429.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.20$   $V_1=-5708.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=7.60$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)



## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.



## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.40	-1.0934	0.6518	1.3745	3.4298
2.05	-1.0953	0.6497	1.9633	3.0107
3.80	-1.0974	0.6474	2.5983	2.6001
5.50	-1.0993	0.6452	2.2506	3.2687
7.10	-1.1013	0.6430	1.9279	3.9827

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.40	-1.3988	1.9746	1.3802	3.4369
2.10	-1.3992	1.9742	2.0953	3.1190
3.80	-1.3995	1.9737	2.7635	2.7768
5.44	-1.3999	1.9732	2.3779	3.3685
7.20	-1.4002	1.9726	1.9334	3.9896

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.45	-1.0934	0.6518	1.3745	3.4298
3.12	-0.9598	1.2839	1.3776	3.4336
5.80	-1.3988	1.9746	1.3802	3.4369

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.45	-1.1013	0.6430	1.9279	3.9827
3.12	-0.8905	1.3422	1.9309	3.9864
5.80	-1.4002	1.9726	1.9334	3.9896

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.40	-39838	-23281	-40573	-33695	25536	39431
2.05	9754	24689	-23476	-17804	25536	39431
3.80	37625	39458	-7322	2665	25536	39431
5.50	20516	34931	13919	19332	25536	39544
7.20	-24176	-8854	32220	39083	25536	39812

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.40	-22860	-12377	23329	30706	4621	7433

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
71 di  
111

2.10	16902	23212	11622	17605	4621	7671
3.80	29224	32213	-4247	79	4621	7909
5.44	7564	18197	-19936	-16722	4621	8138
7.20	-33312	-20361	-29378	-22002	4621	8385

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.45	-39838	-23281	9990	19726	34029	41406
3.12	-13150	-8875	-938	4116	28679	36056
5.80	-22860.09	-12376.84	-7432.59	-4621.07	23329.20	30705.64

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.45	-24176	-8854	-10789	-2657	32702	40078
3.12	-14276	-10551	407	5180	27352	34728
5.80	-33311.79	-20361.40	4621.07	9846.31	22001.96	29378.40

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 90.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 18/10

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.40	25.45	25.45	42.44	1372.54	521.81	-5.62
2.05	25.45	25.45	26.49	331.27	725.50	-3.38
3.80	25.45	25.45	41.61	502.16	1518.77	-1.01
5.50	25.45	25.45	37.34	460.30	1136.94	2.68
7.20	25.45	25.45	25.94	704.96	324.78	5.41

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 80.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 18/10

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.40	25.45	25.45	28.45	318.58	1194.85	4.82
2.10	25.45	25.45	28.80	1227.54	321.38	2.76
3.80	25.45	25.45	39.74	1741.74	440.28	-0.67
5.44	25.45	25.45	22.76	930.19	256.59	-3.13
7.20	25.45	25.45	41.13	456.04	1796.34	-4.61

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

D E2 CL NV0000 003

Rev.

0

Foglio

72 di  
111

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 80.00 cm

*(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)*Armatura  $\phi$ 18/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.45	25.45	25.45	51.63	616.35	1608.79	3.09
3.12	25.45	25.45	17.12	225.61	242.54	0.65
5.80	25.45	25.45	29.80	361.89	843.51	-1.17

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 80.00 cm

*(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)*Armatura  $\phi$ 18/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.45	25.45	25.45	31.72	393.90	787.00	-1.69
3.12	25.45	25.45	18.69	241.47	303.16	0.81
5.80	25.45	25.45	43.04	510.62	1384.42	1.54

**EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 1.430 Kgm.

**File di input**

AV-TOMBINO 6x4,5 (T,m)

[TB6X45]

SYSTEM

L=1

JOINTS

20 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

30 X=1.133 Y=0.000

40 X=2.266 Y=0.000

50 X=3.400 Y=0.000

60 X=4.533 Y=0.000

70 X=5.666 Y=0.000

80 X=6.800 Y=0.000

6 X=0.000 Y=2.6750

7 X=6.800 Y=2.6750

8 X=0.000 Y=5.350

9 X=3.400 Y=5.350

10 X=6.800 Y=5.350

:

RESTRAINTS

1,80,1 R=0,0,1,1,1,0

:



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
73 di  
111

## SPRINGS

20 K=483,483,0,0,0,0  
 30 K=0,567,0,0,0,0  
 40 K=0,567,0,0,0,0  
 50 K=0,567,0,0,0,0  
 60 K=0,567,0,0,0,0  
 70 K=0,567,0,0,0,0  
 80 K=483,483,0,0,0,0

:

## POTENTIAL

8,10,1 T=10,10

:

## FRAME

NM=2 T=1

1 A=0.80 I=4.27E-2 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 :TRAVERSO E PIEDRITTI  
 2 A=0.90 I=6.08E-2 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 :FONDAZIONE  
 1,20,30 M=2 LP=1,0  
 2,30,40 M=2 LP=1,0  
 3,40,50 M=2 LP=1,0  
 4,50,60 M=2 LP=1,0  
 5,60,70 M=2 LP=1,0  
 6,70,80 M=2 LP=1,0  
 7,20,6 M=1 LP=1,0  
 8,6,8 M=1 LP=1,0  
 9,80,7 M=1 LP=1,0  
 10,7,10 M=1 LP=1,0  
 11,8,9 M=1 LP=1,0  
 12,9,10 M=1 LP=1,0

:

## COMBO

1 C=0.5  
 2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM:SAP90/FILE:tb6x45.F3F

AV-TOMBINO 6x4,5 (T,m)

## F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
	1	.49						
			.0	.01	-1.43			
			1.1	.01	-1.41			
	2	-.49						
			.0	-.01	1.43			
			1.1	-.01	1.41			
2 -----								
	1	.49						
			.0	.01	-1.41			
			1.1	.01	-1.40			
	2	-.49						
			.0	-.01	1.41			
			1.1	-.01	1.40			
3 -----								
	1	.49						
			.0	.01	-1.40			
			1.1	.01	-1.39			

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
74 di  
111

2	-.49	.0	-.01	1.40
		1.1	-.01	1.39
4	-----			
1	.49	.0	-.01	-1.39
		1.1	-.01	-1.40
2	-.49	.0	.01	1.39
		1.1	.01	1.40
5	-----			
1	.49	.0	-.01	-1.40
		1.1	-.01	-1.41
2	-.49	.0	.01	1.40
		1.1	.01	1.41
6	-----			
1	.49	.0	-.01	-1.41
		1.1	-.01	-1.43
2	-.49	.0	.01	1.41
		1.1	.01	1.43
7	-----			
1	.00	.0	-.49	1.43
		2.7	-.49	.12
2	.00	.0	.49	-1.43
		2.7	.49	-.12
8	-----			
1	.00	.0	-.49	.12
		2.7	-.49	-1.18
2	.00	.0	.49	-.12
		2.7	.49	1.18
9	-----			
1	.00	.0	.49	-1.43
		2.7	.49	-.12
2	.00	.0	-.49	1.43
		2.7	-.49	.12
10	-----			
1	.00	.0	.49	-.12
		2.7	.49	1.18
2	.00	.0	-.49	.12
		2.7	-.49	-1.18
11	-----			
1	-.49	.0	.00	-1.18
		3.4	.00	-1.18
2	.49	.0	.00	1.18
		3.4	.00	1.18



12	-----				
1	- .49	.0	.00	-1.18	
		3.4	.00	-1.18	
2	.49	.0	.00	1.18	
		3.4	.00	1.18	

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

*sezione 100x80 armata con  $\phi 18/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,73 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 81,01 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x90 armata con  $\phi 18/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,43 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 71,21 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 42,44 + 1,43 = 43,87 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1518,77 + 71,21) = 1598,98 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 41,13 + 1,73 = 42,86 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1796,34 + 81,01) = 1877,35 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 51,63 + 1,73 = 53,36 \text{ Kg/cm}^2$

nell'acciaio  $\sigma = (1608,79 + 81,01) = 1689,80 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

### **Verifica a fessurazione**

Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore rispettivamente pari a 80, 90 e 80 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
76 di  
111**Fondazione**

$N = 25,536 \text{ t} = 255,36 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = - (39,838 + 1,43) = -41,268 \text{ tm} = -412,68 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

**Traverso:**

$N = 4,621 \text{ t} = 46,21 \text{ kN}$  (per la verifica si trascura tale contributo)

$M = (33,312 + 1,43) = 34,742 \text{ tm} = 347,42 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

**Piedritti:**

Sezione di base

$N = 34,029 \text{ t} = 340,29 \text{ kN}$

$M = - (39,838 + 1,43) = -41,268 \text{ tm} = -412,68 \text{ kNm}$

La sezione è armata con  $\phi 18/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

**Verifica a punzonamento**

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F = 0,5 u h f_{ctd} > P \times \gamma_f$$

dove:

$h$  è lo spessore della soletta.

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

$P$  è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_1c$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F = 0,5 \times [4 \times (30 + 80)] \times 80 \times 12,600 = 221.760 \text{ daN} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

**Verifica della tensione sul terreno**

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del tombino stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 6 ruote su tutta l'impronta del tombino e del peso del terreno:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
77 di  
111

$$F = [(7,60 \times 6,20) - (6,0 \times 4,5)] \times 2.500 \times 3,5 + 6 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 7,6 = 286.650 \text{ daN}$$
$$\sigma_t = F / (760 \times 350) = 1,07 \text{ daN/cm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
78 di  
111

### **TOMBINO 9X4**

Il tombino scatolare di dimensioni interne 9,00x4,00. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono rispettivamente pari a 120, 110 e 130 cm. Il ricoprimento è di 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 2.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.



## DATI GEOMETRICI TOMBINO

## Geometria scatolare

## Descrizione

## Scatolare semplice

Altezza esterna (m)	6.50
Larghezza esterna (m)	11.20
Spessore piedritto sinistro (m)	1.10
Spessore piedritto destro (m)	1.10
Spessore fondazione (m)	1.30
Spessore trasverso (m)	1.20

## Caratteristiche terreno

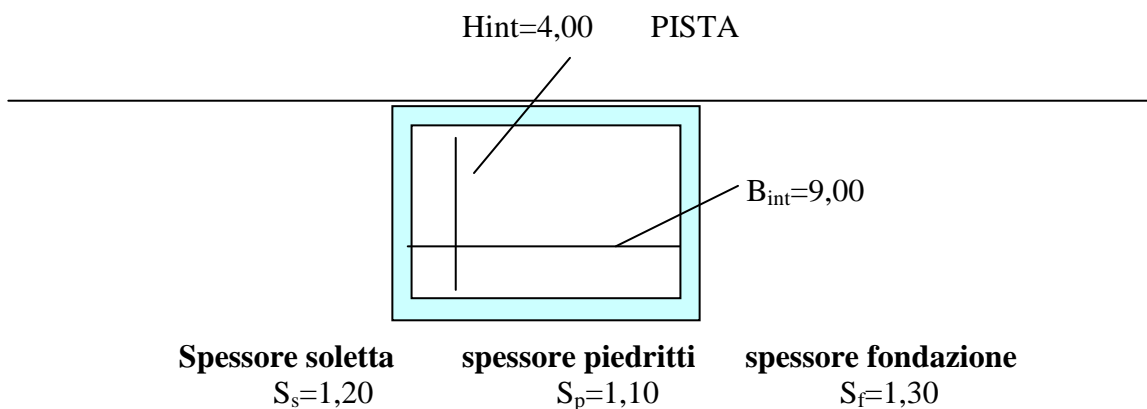
Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

**DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE**

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di tombino larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

**GEOMETRIA DELLO SCATOLARE****Condizione di carico n. 1****Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)**

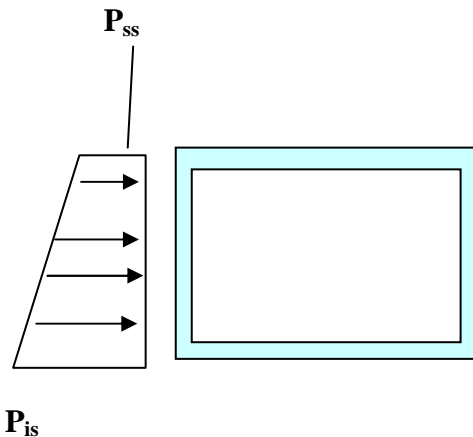
Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 6,50 = 5.964 \text{ Kg/m} = 59,6 \text{ KN/m}$$



**Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

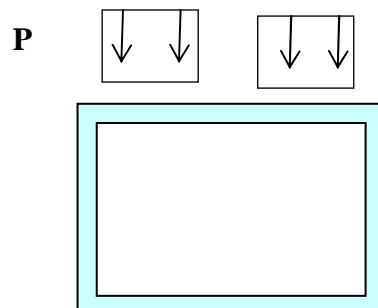
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

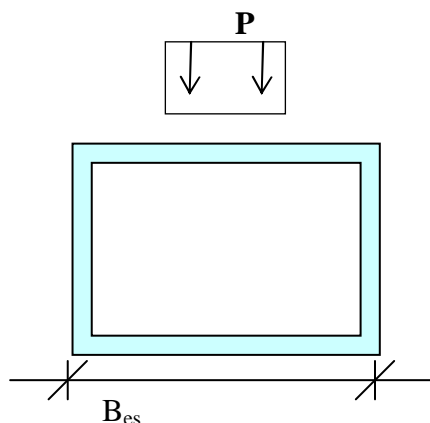
Pertanto si ha:

$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**

Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



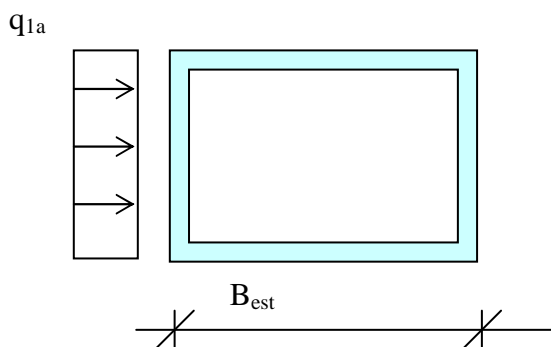
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



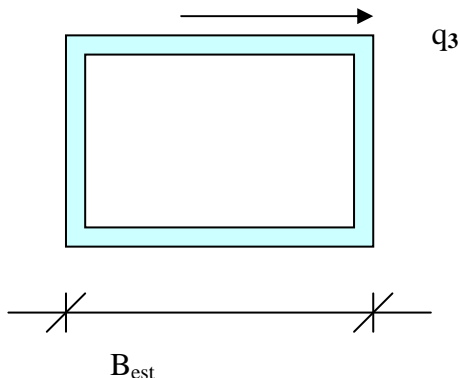
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 6) / 3,5 = 3.429 \text{ Kg/m} = 34,3 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00$  t/m<sup>3</sup>, il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_o \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 6,50 = 5.964 \text{ Kg/m} = 59,6 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ\text{C}$  per tener conto che il modulo elastico E, assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

**Falda**

Si trascurano gli effetti della falda.

## COMBINAZIONI DI CARICO

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

### COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.50$   $V_1=5964.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale $q1^I$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=1.10$   $X_2=2.40$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=2.60$   $X_2=3.90$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=4.10$   $X_2=5.40$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale $q1^{II}$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=5.45$   $X_2=6.75$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=6.95$   $X_2=8.25$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.95$   $X_2=5.25$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale $q1a$ )

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.50$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento $q3$ )

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=5.90$   $V_p=3429.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=6.50$   $V_1=-5964.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=11.20$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)



## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.



## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.55	-0.9335	1.2730	2.1231	3.6279
3.03	-0.9358	1.2705	2.3500	3.1096
5.60	-0.9381	1.2679	2.6162	2.6176
8.17	-0.9404	1.2653	2.2016	2.9610
10.55	-0.9426	1.2627	1.8376	3.3449

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.55	-1.1898	1.7848	2.1290	3.6352
3.11	-1.1901	1.7844	2.5236	3.2576
5.60	-1.1903	1.7839	2.8403	2.8646
8.14	-1.1905	1.7834	2.3538	3.1235
10.65	-1.1908	1.7829	1.8426	3.3514

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.65	-0.9335	1.2730	2.1231	3.6279
3.28	-1.0953	1.4955	2.1263	3.6318
5.90	-1.1898	1.7848	2.1290	3.6352

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.65	-0.9426	1.2627	1.8376	3.3449
3.28	-1.0347	1.5585	1.8403	3.3484
5.90	-1.1908	1.7829	1.8426	3.3514

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.55	-69335	-48980	-57971	-48124	27820	43462
3.03	32684	49855	-28419	-24455	27820	44025
5.60	76299	78354	-4824	3835	27820	44611
8.17	38444	57509	22617	26307	27820	45197
10.65	-48980	-31898	42259	52105	27820	45760

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.55	-45624	-30256	34212	44431	3220	6592

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
88 di  
111

3.11	34334	48135	16650	26114	3220	7130
5.60	54328	69491	-10624	0	3220	7653
8.14	14509	33111	-28442	-18223	3220	8185
10.65	-56870	-36576	-38496	-28276	3220	8713

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.65	-70374	-50018	11124	22694	48649	58869
3.28	-37332	-32919	-142	6662	41431	51650
5.90	-45624.26	-30256.11	-6592.12	-3219.52	34211.79	44431.27

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.65	-50018	-33636	-12516	-3217	42714	52933
3.28	-38955	-31296	-1250	4669	35495	45715
5.90	-56870.03	-36575.68	3219.52	9372.05	28276.33	38495.81

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 130.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 20/10$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.55	31.42	31.42	36.70	1300.59	477.13	-5.46
3.03	31.42	31.42	26.43	344.75	897.09	-2.79
5.60	31.42	31.42	40.87	526.52	1738.09	-0.45
8.17	31.42	31.42	30.48	397.34	1040.39	2.48
10.65	31.42	31.42	25.95	891.81	338.05	4.90

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 120.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 20/10$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.55	31.42	31.42	26.18	320.29	1273.54	4.55
3.11	31.42	31.42	27.48	1369.56	334.69	2.67
5.60	31.42	31.42	39.57	1994.70	480.95	-1.09
8.14	31.42	31.42	19.12	902.56	235.07	-2.91
10.65	31.42	31.42	32.48	395.88	1614.52	-3.94

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
89 di  
111

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 110.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 20/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.65	31.42	31.42	49.07	628.85	1516.25	2.54
3.28	31.42	31.42	26.24	348.73	631.62	0.75
5.90	31.42	31.42	31.81	407.53	985.07	-0.74

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 110.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 20/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.65	31.42	31.42	35.10	456.57	988.14	-1.40
3.28	31.42	31.42	27.38	358.71	681.28	0.52
5.90	31.42	31.42	39.43	500.51	1316.92	1.05

### **EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ C$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 4.640 Kgm.

#### **File di input**

AV-TOMBINO 9x4 (T,m)

[TB9X4]

SYSTEM

L=1

JOINTS

20 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

30 X=1.683 Y=0.000

40 X=3.367 Y=0.000

50 X=5.050 Y=0.000

60 X=6.733 Y=0.000

70 X=8.416 Y=0.000

80 X=10.10 Y=0.000

6 X=0.000 Y=2.6750

7 X=10.10 Y=2.6750

8 X=0.000 Y=5.350

9 X=5.050 Y=5.350

10 X=10.10 Y=5.350

:

RESTRAINTS

1,80,1 R=0,0,1,1,1,0

:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
90 di  
111

SPRINGS

20 K=696,696,0,0,0,0  
30 K=0,842,0,0,0,0  
40 K=0,842,0,0,0,0  
50 K=0,842,0,0,0,0  
60 K=0,842,0,0,0,0  
70 K=0,842,0,0,0,0  
80 K=696,696,0,0,0,0

:

POTENTIAL

8,10,1 T=10,10

:

FRAME

NM=3 T=1

1 A=1.20 I=1.44E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : TRAVERSO  
2 A=1.30 I=1.83E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : FONDAZIONE  
3 A=1.10 I=1.11E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : PIEDRITTI  
1,20,30 M=2 LP=1,0  
2,30,40 M=2 LP=1,0  
3,40,50 M=2 LP=1,0  
4,50,60 M=2 LP=1,0  
5,60,70 M=2 LP=1,0  
6,70,80 M=2 LP=1,0  
7,20,6 M=3 LP=1,0  
8,6,8 M=3 LP=1,0  
9,80,7 M=3 LP=1,0  
10,7,10 M=3 LP=1,0  
11,8,9 M=1 LP=1,0  
12,9,10 M=1 LP=1,0

:

COMBO

1 C=0.5  
2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM: SAP90/FILE: TB9X4.F3F

AV-TOMBINO 9x4 (T,m)

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
1	1	1.61	.0	.04	-4.64			
			1.7	.04	-4.57			
2	2	-1.61	.0	-.04	4.64			
			1.7	-.04	4.57			
2 -----								
1	1	1.61	.0	.05	-4.57			
			1.7	.05	-4.49			
2	2	-1.61	.0	-.05	4.57			
			1.7	-.05	4.49			
3 -----								
1	1	1.61						

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
91 di  
111

		.0	.02	-4.49
		1.7	.02	-4.46
2	-1.61			
		.0	-.02	4.49
		1.7	-.02	4.46
4	-----			
1	1.61			
		.0	-.02	-4.46
		1.7	-.02	-4.49
2	-1.61			
		.0	.02	4.46
		1.7	.02	4.49
5	-----			
1	1.61			
		.0	-.05	-4.49
		1.7	-.05	-4.57
2	-1.61			
		.0	.05	4.49
		1.7	.05	4.57
6	-----			
1	1.61			
		.0	-.04	-4.57
		1.7	-.04	-4.64
2	-1.61			
		.0	.04	4.57
		1.7	.04	4.64
7	-----			
1	.00			
		.0	-1.62	4.64
		2.7	-1.62	.32
2	.00			
		.0	1.62	-4.64
		2.7	1.62	-.32
8	-----			
1	.00			
		.0	-1.62	.32
		2.7	-1.62	-4.00
2	.00			
		.0	1.62	-.32
		2.7	1.62	4.00
9	-----			
1	.00			
		.0	1.62	-4.64
		2.7	1.62	-.32
2	.00			
		.0	-1.62	4.64
		2.7	-1.62	.32
10	-----			
1	.00			
		.0	1.62	-.32
		2.7	1.62	4.00
2	.00			
		.0	-1.62	.32
		2.7	-1.62	-4.00
11	-----			
1	-1.62			
		.0	.00	-4.00
		5.1	.00	-4.00
2	1.62			



		.0	.00	4.00
		5.1	.00	4.00
12	-----			
1	-1.62	.0	.00	-4.00
		5.1	.00	-4.00
2	1.62	.0	.00	4.00
		5.1	.00	4.00

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

*sezione 100x110 armata con  $\phi 20/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 3,01 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 151,21 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x120 armata con  $\phi 20/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 2,68 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 139,27 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x130 armata con  $\phi 20/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 2,35 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 127,67 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 40,87+2,35= 43,22 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio  $\sigma = (1738,09+127,67) = 1865,76 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 39,57+2,68= 42,25 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio  $\sigma = (1994,70+139,27) = 2133,97 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 49,07+3,01= 52,08 \text{ Kg/cm}^2$   
nell'acciaio  $\sigma = (1516,25+151,21) = 1667,46 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

### **Verifica a fessurazione**

Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore rispettivamente pari a 120, 130 e 110 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
93 di  
111

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

#### Fondazione

$$N = 27,820 \text{ t} = 278,20 \text{ kN (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = (78,354 + 4,64) = 82,994 \text{ tm} = 829,94 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Traverso:

$$N = 4,664 \text{ t} = 46,64 \text{ kN (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = (69,491 + 4,64) = 74,131 \text{ tm} = 741,31 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Piedritti:

Sezione di base

$$N = 48,649 \text{ t} = 486,49 \text{ kN}$$

$$M = - (70,374 + 4,64) = -75,014 \text{ tm} = -750,14 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Verifica a punzonamento

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996.

La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F = 0,5 u h f_{ctd} > P \times \gamma_f$$

dove:

h è lo spessore della soletta.

u è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

P è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_1c$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F = 0,5 \times [4 \times (30 + 120)] \times 120 \times 12,60 = 453.600 \text{ daN} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
94 di  
111

### Verifica della tensione sul terreno

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del tombino stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 6 ruote su tutta l'impronta del tombino e del peso del terreno:

$$F = [(11,20 \times 6,50) - (9,0 \times 4,0)] \times 2.500 \times 3,5 + 6 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 11,2 = 445.200 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = F / (1.120 \times 350) = 1,14 \text{ daN/cm}^2$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

D E2 CL NV0000 003

Rev.

0

Foglio

95 di  
111

### **SOTTOPASSO 9,3x6,5**

Il sottopasso scatolare di dimensioni interne 9,30x6,50 è previsto in corrispondenza della Strada Cantarana interferente con la Viabilità di Calcio. Gli spessori della soletta superiore, dei piedritti e della soletta di fondazione sono rispettivamente pari a 120, 110 e 130 cm.

Il ricoprimento medio è pari a  $(0,15+1,10)/2 = 0,625$  m. Cautelativamente si assume un ricoprimento pari a 50 cm. L'opera ricade in zona sismica di classe 2.

L'opera d'arte viene dimensionata con i carichi relativi ad un ponte stradale di prima categoria.



## DATI GEOMETRICI SOTTOPASSO

## Geometria scatolare

Descrizione	Scatolare semplice
Altezza esterna (m)	9.00
Larghezza esterna (m)	11.50
Spessore piedritto sinistro (m)	1.10
Spessore piedritto destro (m)	1.10
Spessore fondazione (m)	1.30
Spessore trasverso (m)	1.20

## Caratteristiche terreno

Peso di volume ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )	2.000
Angolo di attrito ( $^\circ$ )	35
Coesione ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )	0.00
Costante di Winkler ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )	0.50

La costante di Winkler è stata assunta costante su tutta la soletta di fondazione.

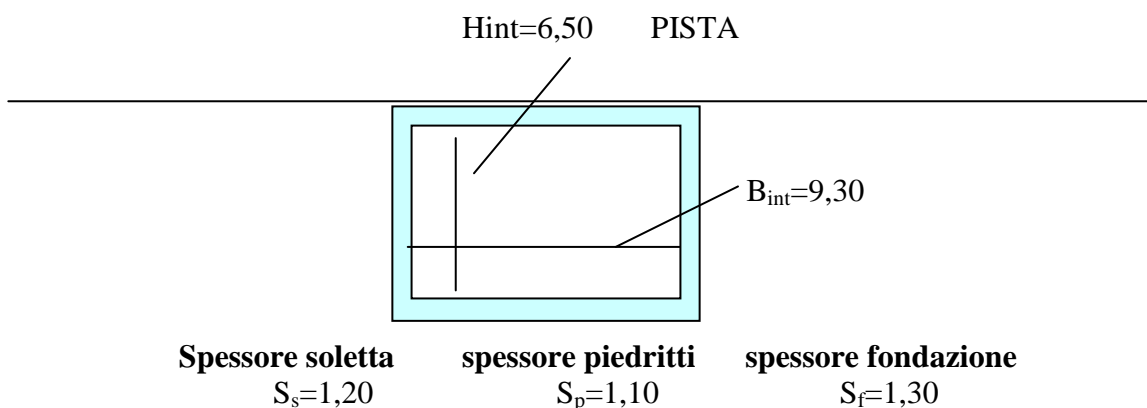


## DEFINIZIONE DELLE AZIONI NELLA DIREZIONE TRASVERSALE

I calcoli vengono riferiti ad una striscia di sottopasso larga 1 metro, parallelamente all'asse stradale.

Si riportano di seguito i carichi che verranno presi in considerazione nelle verifiche statiche; la logica con cui sono stati definiti i suddetti carichi, tiene conto delle esigenze che scaturiscono dall'utilizzo del programma di calcolo SCAT.

## GEOMETRIA DELLO SCATOLARE

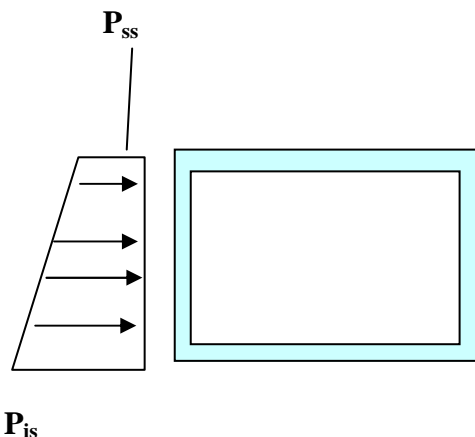
**Condizione di carico n. 1****Spinta sulla parete sinistra dovuta al terreno (g3-a)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_0 \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 9,00 = 8.094 \text{ Kg/m} = 80,9 \text{ KN/m}$$

 $P_{is}$ **Condizione di carico n° 2****Carico accidentale verticale ( $q1^I$ )**

Il manufatto, progettato come ponte di prima categoria, è stato calcolato considerando (p.to 3.4 del D.M.04-05-90) un carico accidentale  $q_{1,a}$  corrispondente ad un mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi (6 carichi isolati da 100 kN con impronta quadrata di lato 0.30 m).

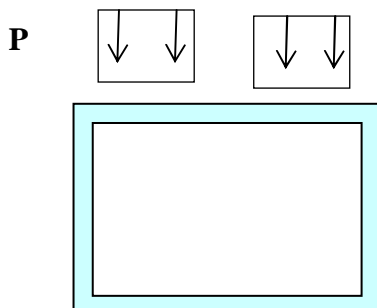
L'entità dei carichi mobili è stata maggiorata per tener conto degli effetti dinamici introducendo un coefficiente maggiorativo  $\Phi$  pari a 1.40 (in accordo col p.to 3.5 del D.M. 04-05-90, considerate le dimensioni dell'opera).

L'altezza del ricoprimento è pari a 50 cm pertanto il carico concentrato si ripartisce su una impronta quadrata di lato pari a  $30 + 50 \times 2 = 130$  cm

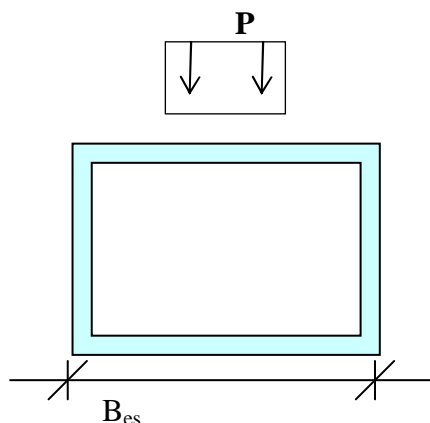
Pertanto si ha:

$$P = 10.000 \times 1,4 / (1,30 \times 1,30) = 8.284 \text{ Kg/m}^2 = 828 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono applicate in corrispondenza degli appoggi per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il taglio.

**Condizione di carico n° 3****Carico accidentale ( $q1^{II}$ )**

Tali forze vengono applicate in corrispondenza della mezzeria per uno sviluppo lineare di 130 cm, al fine di massimizzare il momento flettente.



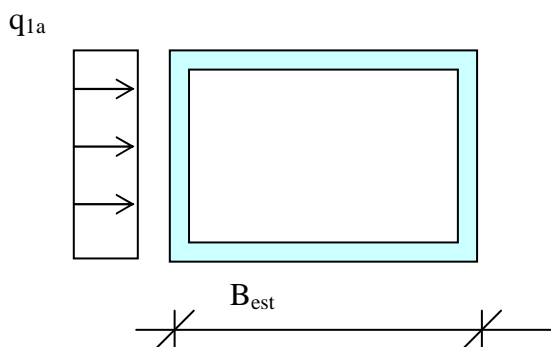
#### **Condizione di carico n° 4**

##### **Spinta sulle pareti dovuta al sovraccarico accidentale (q<sub>1a</sub>)**

Ai fini del calcolo della struttura si considera come condizione più svantaggiosa la spinta da un solo lato dovuta al carico accidentale, considerando due ruote sul terrapieno 2x10.000 Kg/m ad un interasse di 1,50 m; pertanto, per un ponte di 1<sup>a</sup> categoria si ha:

$$2 \times 10.000 / (3,50 \times 1,50) = 3.809 \text{ Kg/m}^2 = 38,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1a} = K_0 \times q_{acc.} = 0,426 \times 3.809 = 1.623 \text{ Kg/m}^2 = 16,2 \text{ kN/m}^2$$



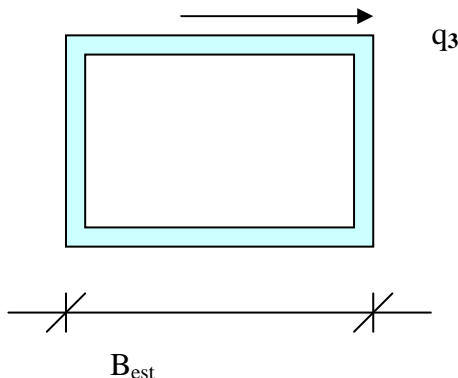
#### **Condizione di carico n° 5**

##### **Azione longitudinale di frenamento (q<sub>3</sub>)**

La forza di frenamento si assume agente in direzione dell'asse stradale con intensità pari a 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e comunque non inferiore al 20 % del totale del carico q<sub>1,a</sub> che può interessare la struttura.

La condizione più sfavorevole si ha considerando il 20 % del carico q<sub>1,a</sub> presente sul manufatto.

$$F_L = 0,2 \times (10.000 \times 6) / 3,5 = 3.429 \text{ Kg/m} = 34,3 \text{ kN/m}$$

**Condizione di carico n. 6****Spinte sulla parete destra dovuta al terreno (g3-b)**

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 2.00$  t/m<sup>3</sup>, il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0,426$ .

Spinta delle terre

$$p_{ss} = 0,426 \times 2.000 \times 0,50 = 426 \text{ Kg/m} = 4,26 \text{ KN/m}$$

$$p_{fs} = p_{ss} + K_o \times \gamma \times h = 426 + 0,426 \times 2.000 \times 9,00 = 8.094 \text{ Kg/m} = 80,9 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n. 7****Ricoprimento (Ri)**

Ricoprimento

$$p = 2.000 \times 0,50 = 1.000 \text{ Kg/m} = 10,00 \text{ KN/m}$$

**Condizione di carico n° 8****Pesi propri (g1)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma.

**Condizione di carico n° 10****Azioni sismiche (S)**

Vengono calcolati automaticamente dal programma le azioni sismiche di incremento di spinta delle terre, del peso proprio delle solette e piedritti.

**Variazione termica**

In conformità alle istruzioni F.S., par. 1.4.4.1.1, si considera una variazione termica pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Nei calcoli si assume  $\pm 5^\circ\text{C}$  per tener conto che il modulo elastico E, assunto nei calcoli, vale tre volte quello richiesto dalla normativa.

**Falda**

Si trascurano gli effetti della falda.

## COMBINAZIONI DI CARICO

## CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

- c1** spinta terreno parete sinistra (**g3-a**)
- c2** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>I</sup>**)
- c3** carico mobile con incremento dinamico (**q1<sup>II</sup>**)
- c4** spinta accidentali (**q1<sub>a</sub>**)
- c5** frenatura/avviamento (**q3**)
- c6** spinta terreno parete destra (**g3-b**)
- c7** ricoprimento (**Ri**)
- c8** peso proprio (**g1**)
- c10** azioni sismiche (**S**)

## COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni più significative agli effetti della ricerca delle massime azioni agenti sulla struttura, facendo riferimento al già citato D.M. 4 maggio 1990, come da tabella qui di seguito riportata.

Azione gruppo	Comb. di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	10
		g3-a	q1 <sup>I</sup>	q1 <sup>II</sup>	q1 <sub>a</sub>	q3	g3-b	Ri	g1	S
AV	CB 1	1	1	0	1	0	1	1	1	1
	CB 2	1	0	1	1	0	1	1	1	1
AII	CB 3	1	1	0	0	0	1	1	1	0
	CB 4	1	1	0	0	0	0.7	1	1	0
	CB 5	1	0	1	0	0	1	1	1	0
	CB 6	1	0	1	0	0	0.7	1	1	0
AIII	CB 7	1	1	0	1	1	1	1	1	0
	CB 8	1	1	0	1	1	0.7	1	1	0
	CB 9	1	0	1	1	1	1	1	1	0
	CB 10	1	0	1	1	1	0.7	1	1	0

Per brevità si allega solo l'involuppo delle combinazioni, anziché le singole combinazioni di carico elaborate.

## Condizioni di carico

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Ascisse X (espresse in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in Kg

Coppie concentrate espressi in Kgm

Carichi distribuiti espressi in Kg/ml

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

$X_p$  ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

$Y_p$  ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

$V_p$  intensità del carico concentrato

$X_1, X_2$ , ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

$Y_1, Y_2$ , ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

$V_1$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto iniziale

$V_2$  intensità del carico distribuito in corrispondenza del punto finale

### Condizione di carico n° 1 (Spinte sulle pareti dovute al terreno g3-a)

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=9.00$   $V_1=8094.00$   $V_2=426.00$

### Condizione di carico n° 2 (Carico accidentale verticale $q1^I$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=1.10$   $X_2=2.40$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=2.60$   $X_2=3.90$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=4.10$   $X_2=5.40$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 3 (Carico accidentale verticale $q1^{II}$ )

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=5.10$   $X_2=6.40$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=3.60$   $X_2=4.90$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=6.60$   $X_2=7.90$   $V_1=8284.00$   $V_2=8284.00$

### Condizione di carico n° 4 (Spinte sulle pareti dovute al sovraccarico accidentale $q1a$ )

DISTRIBUITO PIEDR. SIN.  $Y_1=0.00$   $Y_2=9.00$   $V_1=1623.00$   $V_2=1623.00$

### Condizione di carico n° 5 (Azione longitudinale di frenamento $q3$ )

CONCENTRATO PIEDR. DES.  $Y_p=8.40$   $V_p=3429.00$

### Condizione di carico n° 6 (Spinte sulla parete destra dovuta al terreno g3-b)

DISTRIBUITO PIEDR. DES.  $Y_1=0.00$   $Y_2=9.00$   $V_1=-8094.00$   $V_2=-426.00$

### Condizione di carico n° 7 (Spinte dovuta alla presenza della falda f)

DISTRIBUITO TRAVERSO  $X_1=0.00$   $X_2=11.50$   $V_1=1000.00$   $V_2=1000.00$

### Condizione di carico n° 8 (Peso Proprio)

### Condizione di carico n° 10 (Azioni sismiche)



## Modello di calcolo del programma SCAT

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.



## Inviluppo delle combinazioni

### Inviluppo spostamenti fondazione

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.55	-1.0525	1.5945	1.8171	3.8767
3.20	-1.0565	1.5899	2.3230	3.3186
5.75	-1.0604	1.5855	2.8342	2.8381
8.30	-1.0643	1.5810	2.4426	3.4378
10.85	-1.0684	1.5763	2.0794	4.1421

### Inviluppo spostamenti trasverso

X(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.55	-1.3324	2.9857	1.8263	3.8884
3.10	-1.3330	2.9849	2.4935	3.5305
5.75	-1.3336	2.9840	3.0954	3.1360
8.28	-1.3342	2.9831	2.6242	3.6421
10.95	-1.3349	2.9822	2.0877	4.1529

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.65	-1.0525	1.5945	1.8171	3.8767
4.53	-0.9396	2.2482	1.8223	3.8831
8.40	-1.3324	2.9857	1.8263	3.8884

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y(m)	ux <sub>min</sub> (cm)	ux <sub>max</sub> (cm)	uy <sub>min</sub> (cm)	uy <sub>max</sub> (cm)
0.65	-1.0684	1.5763	2.0794	4.1421
4.53	-0.8416	2.3315	2.0841	4.1481
8.40	-1.3349	2.9822	2.0877	4.1529

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.55	-94406	-59080	-65519	-53852	52556	75356
3.20	29827	60011	-34887	-26625	52556	75958
5.75	87191	92500	-10227	4128	52556	76539
8.30	47233	79551	21535	29324	52556	77119
10.95	-59080	-27319	49553	61219	52556	77722

### Inviluppo sollecitazioni trasverso

X(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.55	-46575	-22394	32985	45157	7807	12580



GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
105 di  
111

3.10	34652	53790	15742	26754	7807	13115
5.75	55192	75059	-12255	0	7807	13672
8.28	11357	37801	-30248	-18075	7807	14203
10.95	-67818	-38147	-40923	-28750	7807	14764

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.65	-94406	-59080	22302	37016	54297	66470
4.53	-21687	-12946	-519	7159	43641	55814
8.40	-46575.06	-22393.76	-12579.54	-7807.01	32984.93	45157.41

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y(m)	M <sub>min</sub> (Kgm)	M <sub>max</sub> (Kgm)	T <sub>min</sub> (Kg)	T <sub>max</sub> (Kg)	N <sub>min</sub> (Kg)	N <sub>max</sub> (Kg)
0.65	-59080	-27319	-23274	-9372	50063	62235
4.53	-26525	-15557	-452	6603	39406	51579
8.40	-67817.70	-38147.16	7807.01	15517.36	28750.19	40922.68

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 130.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 20/10$ 

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.55	31.42	31.42	50.37	1649.07	659.61	-6.18
3.20	31.42	31.42	32.00	425.98	817.06	-3.29
5.75	31.42	31.42	48.98	629.58	1789.06	-0.96
8.30	31.42	31.42	42.46	557.20	1274.30	2.76
10.95	31.42	31.42	31.51	804.59	419.37	5.77

### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 120.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi 20/10$  superiori e  $\phi 22/10$  inferiori

X(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.55	38.01	31.42	26.39	322.27	1229.00	4.63
3.10	38.01	31.42	29.21	1221.86	363.01	2.74
5.75	38.01	31.42	40.45	1752.62	499.82	-1.26
8.28	38.01	31.42	20.82	811.85	261.37	-3.10
10.95	38.01	31.42	38.06	460.61	1863.53	-4.19

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
106 di  
111

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 110.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 24/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.65	45.24	45.24	55.36	711.71	1562.78	4.16
4.53	45.24	45.24	13.66	190.47	125.12	0.80
8.40	45.24	45.24	27.62	358.24	714.98	-1.41

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B= 100 cm

Altezza sezione H= 110.00 cm

(Tensioni in Kg/cm<sup>2</sup>)Armatura  $\phi$ 24/10

Y(m)	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$	$\tau_c$
0.65	45.24	45.24	35.49	465.78	859.15	-2.61
4.53	45.24	45.24	16.42	224.18	200.50	0.74
8.40	45.24	45.24	39.57	506.71	1156.57	1.74

### **EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE**

Gli effetti della variazione termica con  $\Delta T = \pm 5^\circ C$  uniformi nella soletta superiore, sono stati analizzati con il programma SAP90. La massima sollecitazione flessionale in corrispondenza della soletta superiore ed inferiore è pari a 2.950 Kgm.

#### **File di input**

AV-SOTTOPASSO 9,3x6,5 (T,m)

[sotto9x6]

SYSTEM

L=1

JOINTS

20 X=0.000 Y=0.000 Z=0.0

30 X=1.733 Y=0.000

40 X=3.467 Y=0.000

50 X=5.200 Y=0.000

60 X=6.933 Y=0.000

70 X=8.667 Y=0.000

80 X=10.40 Y=0.000

6 X=0.000 Y=3.8750

7 X=10.40 Y=3.8750

8 X=0.000 Y=7.750

9 X=5.200 Y=7.750

10 X=10.40 Y=7.750

:

RESTRAINTS

1,80,1 R=0,0,1,1,1,0

:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003

Rev.  
0

Foglio  
107 di  
111

SPRINGS

20 K=708,708,0,0,0,0  
30 K=0,867,0,0,0,0  
40 K=0,867,0,0,0,0  
50 K=0,867,0,0,0,0  
60 K=0,867,0,0,0,0  
70 K=0,867,0,0,0,0  
80 K=708,708,0,0,0,0

:

POTENTIAL

8,10,1 T=10,10

:

FRAME

NM=3 T=1

1 A=1.20 I=1.44E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : TRAVERSO  
2 A=1.30 I=1.83E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : FONDAZIONE  
3 A=1.10 I=1.11E-1 TC=1.2E-5 E=3.00E6 W=0 : PIEDRITTI  
1,20,30 M=2 LP=1,0  
2,30,40 M=2 LP=1,0  
3,40,50 M=2 LP=1,0  
4,50,60 M=2 LP=1,0  
5,60,70 M=2 LP=1,0  
6,70,80 M=2 LP=1,0  
7,20,6 M=3 LP=1,0  
8,6,8 M=3 LP=1,0  
9,80,7 M=3 LP=1,0  
10,7,10 M=3 LP=1,0  
11,8,9 M=1 LP=1,0  
12,9,10 M=1 LP=1,0

:

COMBO

1 C=0.5  
2 C=-0.5

**File di output**

PROGRAM:SAP90/FILE:sotto9x6.F3F

AV-SOTTOPASSO 9,3x6,5 (T,m)

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----								
1		.71						
			.0	.03	-2.95			
			1.7	.03	-2.90			
2		-.71						
			.0	-.03	2.95			
			1.7	-.03	2.90			
2 -----								
1		.71						
			.0	.03	-2.90			
			1.7	.03	-2.84			
2		-.71						
			.0	-.03	2.90			
			1.7	-.03	2.84			
3 -----								
1		.71						

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 26800-04

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
D E2 CL NV0000 003Rev.  
0Foglio  
108 di  
111

		.0	.01	-2.84
		1.7	.01	-2.82
2	-.71			
		.0	-.01	2.84
		1.7	-.01	2.82
4	-----			
1	.71			
		.0	-.01	-2.82
		1.7	-.01	-2.84
2	-.71			
		.0	.01	2.82
		1.7	.01	2.84
5	-----			
1	.71			
		.0	-.03	-2.84
		1.7	-.03	-2.90
2	-.71			
		.0	.03	2.84
		1.7	.03	2.90
6	-----			
1	.71			
		.0	-.03	-2.90
		1.7	-.03	-2.95
2	-.71			
		.0	.03	2.90
		1.7	.03	2.95
7	-----			
1	.00			
		.0	-.72	2.95
		3.9	-.72	.17
2	.00			
		.0	.72	-2.95
		3.9	.72	-.17
8	-----			
1	.00			
		.0	-.72	.17
		3.9	-.72	-2.60
2	.00			
		.0	.72	-.17
		3.9	.72	2.60
9	-----			
1	.00			
		.0	.72	-2.95
		3.9	.72	-.17
2	.00			
		.0	-.72	2.95
		3.9	-.72	.17
10	-----			
1	.00			
		.0	.72	-.17
		3.9	.72	2.60
2	.00			
		.0	-.72	.17
		3.9	-.72	-2.60
11	-----			
1	-.72			
		.0	.00	-2.60
		5.2	.00	-2.60
2	.72			



		.0	.00	2.60
		5.2	.00	2.60
12	-----			
1	-.72	.0	.00	-2.60
		5.2	.00	-2.60
2	.72	.0	.00	2.60
		5.2	.00	2.60

Per la sollecitazione massima derivante dalle azioni termiche si hanno le seguenti tensioni:

*sezione 100x110 armata con  $\phi 24/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,63 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 68,29 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x120 armata con  $\phi 20/10$  (in zona compressa) e  $\phi 22/10$  inferiori(in zona tesa)*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,59 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 73,69 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x120 armata con  $\phi 20/10$  (in zona tesa) e  $\phi 22/10$  inferiori(in zona compressa)*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,65 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 88,38 \text{ Kg/cm}^2$

*sezione 100x130 armata con  $\phi 20/10$*

nel calcestruzzo (compressione)  $\sigma = 1,49 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio (trazione)  $\sigma = 81,17 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo della fondazione si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 50,37+1,49= 51,86 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio  $\sigma = (1789,06+81,17) = 1870,23 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso - sezione 100x120 armata con  $\phi 20/10$  (in zona compressa) e  $\phi 22/10$  inferiori(in zona tesa) si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 40,45+1,59= 42,04 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio  $\sigma = (1752,62+73,69) = 1826,31 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo del traverso - sezione 100x120 armata con  $\phi 20/10$  (in zona tesa) e  $\phi 22/10$  inferiori(in zona compressa) si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 40,45+1,65= 42,10 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio  $\sigma = (1863,53+88,38) = 1951,91 \text{ Kg/cm}^2$

Sommando tali tensioni all'involuppo dei piedritti si ha:

nel calcestruzzo  $\sigma = 55,36+1,63= 56,99 \text{ Kg/cm}^2$   
 nell'acciaio  $\sigma = (1562,78+68,29) = 1631,07 \text{ Kg/cm}^2$

tali tensioni risultano ancora nei limiti ammissibili.

**Verifica a fessurazione**



Si esegue la verifica a fessurazione relativamente alla soletta superiore ed inferiore, di spessore rispettivamente pari a 120, 130 e 110 cm. L'ampiezza di fessurazione deve essere inferiore a 0,10 mm per strutture a permanente contatto con il terreno (istr. N. I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995). L'ampiezza massima teorica può essere incrementata del rapporto  $\chi$  tra il copriferro effettivo e quello minimo di legge ( $4/2=2$ ), senza che questo ecceda il valore di 1,5. Pertanto l'ampiezza massima di fessurazione può raggiungere il valore di 0,15 mm.

Si assumono cautelativamente, come sollecitazioni di calcolo ai fini della verifica a fessurazione, quelle massime desunte dall'involuppo delle combinazioni, a cui si sommano quelle dovute alla variazione termica.

Per la verifica a fessurazione si adottano i seguenti coefficienti correttivi:

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$K_2 = 0,4$$

$$K_3 = 0,125$$

$$\text{Resistenza a trazione del cls} = 2.89 \text{ N/mm}^2$$

#### Fondazione

$$N = 52,556 \text{ t} = 525,56 \text{ kN} \text{ (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = (94,406+2,95) = 97,356 \text{ tm} = 973,56 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$ .

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Traverso:

$$N = 7,807 \text{ t} = 78,07 \text{ kN} \text{ (per la verifica si trascura tale contributo)}$$

$$M = (75,059+2,95) = 78,009 \text{ tm} = 780,09 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 20/10$  superiori e  $\phi 22/10$  inferiori.

Non si esegue il calcolo dell'ampiezza di fessurazione in quanto la tensione di trazione nel calcestruzzo risulta inferiore alla trazione media di rottura del materiale.

#### Piedritti:

Sezione di base

$$N = 57,797 \text{ t} = 577,97 \text{ kN}$$

$$M = - (94,406+2,95) = -97,356 \text{ tm} = -973,56 \text{ kNm}$$

La sezione è armata con  $\phi 24/10$ .

Dal calcolo a fessurazione si ha:

$$A_{\text{ceff}} = 216.900 \text{ mm}^2;$$

$$\text{Distanza fessure} = 155 \text{ mm};$$

$$\text{Apertura fessure} = 0,133 \text{ mm}.$$

#### Verifica a punzonamento

Si esegue la verifica al punzonamento della soletta superiore in conformità al punto 4.2.2.5 del DM 9-1-1996. La forza resistente al punzonamento è pari a:

$$F=0,5 u h f_{ctd} > P \times \gamma_f$$



dove:

$h$  è lo spessore della soletta.

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra. Si trascura la presenza del ricoprimento di 50 cm.

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

$P$  è il carico mobile concentrato per ponti di I categoria, maggiorato per tener conto degli effetti dinamici ed è pari a 14.000 daN.

$\gamma_f$  è pari a 1,5

Nel caso in esame, considerando che l'impronta del carico  $q_{1c}$  è pari a (30x30 cm) risulta:

$$F = 0,5 \times [4 \times (30 + 120)] \times 120 \times 12,600 = 453.600 \text{ da N} > P \times \gamma_f = 21.000 \text{ daN}$$

### **Verifica della tensione sul terreno**

Si esegue la verifica della tensione sul terreno considerando il carico totale agente, comprendente il peso proprio del sottopasso stradale e i carichi accidentali dovuti alla presenza contemporanea di 6 ruote su tutta l'impronta del sottopasso e del peso del terreno:

$$F = [(11,50 \times 9,00) - (9,3 \times 6,5)] \times 2.500 \times 3,5 + 6 \times (10.000 \times 1,4) + 2.000 \times 0,50 \times 3,5 \times 11,5 = 500.938 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = F / (1.150 \times 350) = 1,24 \text{ daN/cm}^2$$