

## **I - PREMESSE**

La Legge 2 febbraio 1974, n. 64, concernente i «provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», ha fornito i criteri generali di progettazione, esecuzione e collaudo di strutture in zona sismica, demandando, giusta l'art.1 della stessa Legge a successivi Decreti Ministeriali applicativi, di competenza del Ministero dei Lavori Pubblici, i «Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature».

Nelle more dell'emanazione del Decreto Ministeriale relativo ai suaccennati criteri da adottare per i ponti e manufatti ferroviari in genere sotto binario da costruire in zona sismica, sono state predisposte le presenti «Istruzioni Tecniche», che sono state favorevolmente esaminate, come da voto n. 315 in data 24 giugno 1982, dalla 1a Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

## **A. DISPOSIZIONI GENERALI**

### **A.1. OGGETTO DELLE ISTRUZIONI - CLASSIFICAZIONE DELLE ZONE SISMICHE**

Le presenti istruzioni tecniche sono redatte per rendere applicabili le indicazioni di carattere generale contenute nella Legge 2 febbraio 1974 n. 64 e nei DDMM 3 marzo 1975, alla costruzione di manufatti sotto binario e delle relative opere accessorie, tenuto conto della loro particolarità, con esclusione delle opere a carattere provvisorio. Il grado di sismicità (S) da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, risulta dai Decreti di Classificazione emanati ed emanandi dal Ministero dei Lavori Pubblici.

### **A.2. TERRENI DI FONDAZIONE E RELATIVE PRESCRIZIONI GENERALI**

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni dovranno essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed in particolare dal DM 21 gennaio 1981 e dalla circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n. 21597 del 3 giugno 1981.

In particolare, per le costruzioni su pendii, devono essere eseguite le opportune indagini convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Dovranno, inoltre, essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato per le esigenze costruttive dell'eventualità che possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera, od in zone ad essa adiacenti, fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti dovranno essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della Legge 2 febbraio 1974, n. 64.

## **B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

### **B.1. DISPOSIZIONI PRELIMINARI**

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

### **B.2. DIREZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI DELLE ACCELERAZIONI DEL TERRENO DURANTE IL SISMA**

Per quanto riguarda le direzioni da considerare per valutare l'effetto sismico, si assume che il moto del terreno possa avvenire, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali, di cui una parallela all'asse del ponte.

### **B.3. MASSE STRUTTURALI**

Le masse sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle pertinenti al peso proprio delle strutture, ai sovraccarichi permanenti nonché ad una aliquota dei sovraccarichi accidentali. L'aliquota di massa relativa ai sovraccarichi accidentali sarà valutata mediante la seguente espressione:

$$M = \frac{Q}{g} = \frac{sQt}{g}$$

in cui:

$$Q_t = \sum_{i=1}^K A_i$$

rappresenta il peso di un treno teorico di carri con peso assiale  $A_i = 20$  t ed interassi come illustrati

al punto B.18, ove la  $\sum_{i=1}^k$  è estesa ai «  $K$  » assi che insistono sul manufatto;

$s = 1 + 0,5 (n - 1)$  coefficiente di contemporaneità di transito di più treni di carico;

$n$  = numero di binari previsti sul manufatto;

$g$  = accelerazione di gravità.

Il carico  $Q$  risulta pertanto ricavabile, fino ad un numero di binari pari a 4, dalla seguente tabella:

$n$	$Q$
1	$1Q_t$
2	$1,5 Q_t$
3	$2 Q_t$
4	$2,5 Q_t$

#### B.4. COEFFICIENTE DI RISPOSTA

Si assume come coefficiente di risposta  $R$  della struttura una funzione del periodo fondamentale  $T_0$  della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata e precisamente:

$$\text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R = \frac{0,862}{T_0^{2/3}}$$

$$\text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi } R = 1,0$$

Se il periodo  $T_0$  non viene determinato si assumerà  $R = 1,0$ .

#### B.5. ANALISI STATICA

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante l'analisi statica della struttura soggetta ad azioni orizzontali e azioni verticali.

##### a) Azioni orizzontali

Le azioni sismiche orizzontali vengono schematizzate mediante un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma da valutare rispettivamente con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

essendo:

$$C = \frac{S - 2}{100} \quad \text{il coefficiente di intensità sismica;}$$

$S$  = grado di sismicità:

- $S = 12$  per zone di I<sup>a</sup> categoria
- $S = 9$  per zone di 2a categoria
- $S = 6$  per zone a bassa sismicità;

$R$  = coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

$\varepsilon$  = coefficiente di fondazione (per i valori da assumere vedere successivo punto B.16);

$\beta$  = coefficiente di struttura (per i valori da assumere vedere successivo punto B.17):

$W = P + Q$  peso delle masse strutturali, ove:

$P$  = pesi propri + sovraccarichi permanenti;

$Q = sQ_t$  peso convenzionale dei treni definito al punto B.3.

Le forze orizzontali dovute al sisma dovranno essere applicate generalmente nei baricentri delle masse cui si riferiscono.

Allorquando fosse significativo (ad esempio pile alte con un notevole peso proprio) le forze orizzontali dovranno essere distribuite nei baricentri delle masse cui si riferiscono tenendo conto per la loro intensità, almeno della deformata corrispondente al primo modo di vibrare della struttura, che potrà essere assunta, in via approssimata, con andamento lineare.

Per quanto riguarda l'effetto del sovraccarico, la forza sismica corrispondente dovrà essere applicata a m 2,0 dal piano del ferro.

#### *b) Azioni verticali*

Le azioni sismiche verticali vengono schematizzate mediante un sistema di forze verticali distribuite sulla struttura, proporzionalmente alle masse relative, la cui risultante sarà:

$$F_v = K_v W$$

ove:

$K_v = \pm 0,2$  per membrature orizzontali e strutture di tipo spingente;

$K_v = \pm 0,4$  per la verifica delle sole strutture a sbalzo;

$W = P + Q$  ove:

$P$  = pesi propri + sovraccarichi permanenti;

$Q$  = vedere punto B.3.

Per quanto riguarda la verifica degli impalcati dovranno considerarsi agenti, contemporaneamente alle azioni sismiche,  $n$  treni teorici di carri ( $n$  numero dei binari sul ponte) il cui valore ridotto del carico assiale, disposto sugli  $n$  binari si potrà dedurre dalla seguente espressione:

$$p = \left( \text{carico assiale treno} = 20 \times \frac{s}{n} \right) (\text{Ton.})$$

(teorico di carico)

Ai fini degli effetti locali è da verificare se non sia più sfavorevole la condizione di carico, contemporanea all'effetto sismico, del transito di un solo treno teorico di cui al punto B. 18 (ad esempio tale caso è particolarmente importante nei ponti con pile a stampella).

Nel caso in cui l'impalcato sia di tipo appoggiato, potranno adottarsi nel calcolo delle azioni sismiche verticali ed all'atto delle verifiche, al posto del treno teorico di calcolo, i valori dei carichi equivalenti flettenti e taglianti elencati al punto B.18.

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per ponti con schemi statici semplici e ben definiti nei riguardi del comportamento sotto l'azione sismica come ad esempio:

— ponti con impalcati semplicemente appoggiati, aventi periodo proprio  $T < 1,4$  sec. ove, per una determinazione del periodo proprio nel caso di pile a mensola a sezione costante, si potrà usare la seguente formula approssimata:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_0}{K}}$$

ove:

$$K = \frac{3EJ}{H_0^3} \quad e \quad M_0 = M(1 + 0,24\phi)$$

$E$  = modulo elastico del materiale costituente la pila;

$J$  = momento d'inerzia della pila;

$H_0$  = altezza della pila;

$M$  = massa strutturale dell'impalcato definita come al punto B.3;

$\phi$  = rapporto tra le masse della pila e dell'impalcato ( $M$ ).

— ponti con impalcato continui soddisfacenti contemporaneamente le seguenti tre limitazioni:

1) lunghezza del singolo impalcato continuo < 150 m;

2) massima ampiezza singola luce < 50 m;

3) massima altezza pila < 20 m.

in tutti gli altri casi dovrà essere eseguita l'analisi dinamica

## B.6. ANALISI DINAMICA

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare.

Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando, per lo spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione:

$$\frac{a}{g} = C \cdot R \cdot \beta \cdot \varepsilon$$

dove:

$a$  è l'accelerazione spettrale;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$C$  è il coefficiente d'intensità sismica definito al punto B.5;

$R$  è il coefficiente di risposta definito al punto B.4;

$\varepsilon$  è il coefficiente di fondazione (per i valori da assumere ved. B.16);

$\beta$  è il coefficiente di struttura (per i valori da assumere ved. B.17).

L'analisi modale deve tenere conto almeno dei primi tre modi di vibrazione. Se la struttura presenta gruppi di modi indipendenti, il numero di modi considerati deve essere adeguatamente aumentato di conseguenza.

La composizione degli effetti dei modi considerati, indicando con  $\alpha_i$   $\eta_i$  rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i-esimo, potrà essere effettuata calcolando le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2}$$

$$\eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali non richiede, nei casi usuali, l'analisi dinamica, possono pertanto applicarsi i coefficienti convenzionali indicati al punto B.5.b. (per i casi significativi l'analisi dinamica per azioni sismiche verticali potrà essere effettuata con la stessa espressione riportata in termini di accelerazione orizzontale adottando, però, un coefficiente di risposta costante  $R = 1$ ).

La composizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni (orizzontali e verticale) si esegue con le espressioni riportate nel punto B.8.

## B.7. VERIFICHE

Tutti i manufatti sotto binario da costruirsi in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificati secondo le prescrizioni contenute nelle Norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e della entità degli spostamenti.

Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti.

## B.8. MODALITA' DI COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI DELLE AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI E VERTICALI

Indicando con:

$\alpha_{hx}, \alpha_{hy}$  una qualsiasi delle caratteristiche di sollecitazione ( $Mf, N, T, Mt$ ) prodotta dall'azione sismica orizzontale prevista agente in direzione x od y;

$\alpha_v$  una qualsiasi delle caratteristiche di sollecitazione ( $Mf, N, T, Mt$ ) prodotta dall'azione sismica verticale;

$\eta_{hx}, \eta_{hy}$  una qualsiasi delle caratteristiche di deformazione prodotta dall'azione sismica orizzontale prevista agente in direzione x od y;

$\eta_v$  una qualsiasi delle caratteristiche di deformazione prodotta dall'azione sismica verticale;

le singole componenti di sollecitazione o di deformazione, dovute alla combinazione delle azioni sismiche verticali e orizzontali, risultano dalle seguenti espressioni (ridotte):

$$\alpha_{xv} = \sqrt{\alpha_{hx}^2 + \alpha_v^2}$$

$$\eta_{xv} = \sqrt{\eta_{hx}^2 + \eta_v^2}$$

quando si vuole valutare la combinazione degli effetti delle azioni sismiche, verticali e orizzontali, lungo x;

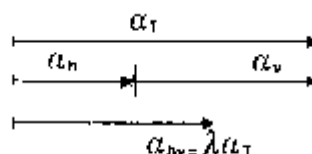
$$\alpha_{yv} = \sqrt{\alpha_{hy}^2 + \alpha_v^2}$$

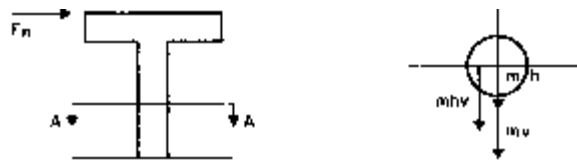
$$\eta_{yv} = \sqrt{\eta_{hy}^2 + \eta_v^2}$$

quando si vuole valutare la combinazione degli effetti delle azioni sismiche, verticali e orizzontali, lungo y.

— A commento di quanto precedentemente descritto, possono considerarsi i due diversi casi seguenti; ci si riferisce alle sole caratteristiche di sollecitazione, ma quanto riportato vale integralmente anche per le caratteristiche di deformazione.

1) Le azioni siano complanari; i vettori rappresentativi delle caratteristiche di sollecitazione  $\alpha_{h(x,y)}$  ed  $\alpha_v$  hanno la stessa direzione.





tale schematizzazione vettoriale può rappresentare ad esempio la composizione, alla base di una pila circolare a stampella, dei momenti flettenti indotti rispettivamente dall'azione sismica orizzontale trasversale e dall'azione sismica verticale dovuta al sovraccarico.

$$\alpha_T = \alpha_h + \alpha_v \text{ (somma vettoriale)}$$

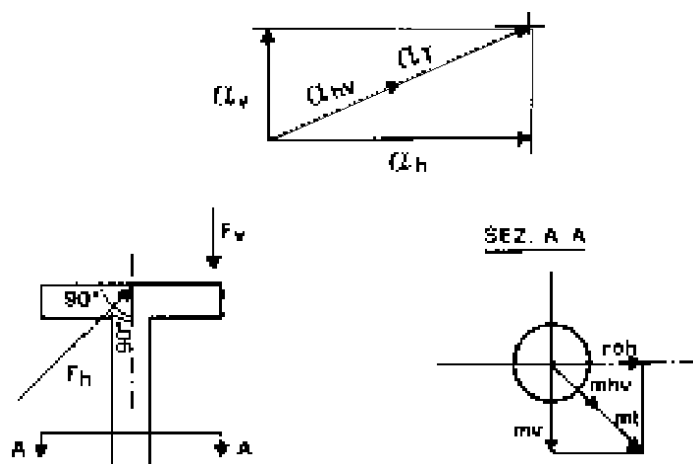
$$\alpha_{hv} = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \text{ (composizione ridotta)}$$

$$\alpha_{hv} = \lambda(\alpha_T) = \lambda(\alpha_h + \alpha_v)$$

uguagliando si ricava

$$\lambda = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)}$$

2) Le azioni non siano complanari: i vettori rappresentativi delle caratteristiche di sollecitazione  $\alpha_{h(x,y)}$  ed  $\alpha_v$  non hanno la stessa direzione.



tale schematizzazione vettoriale può rappresentare la composizione, alla base di una pila circolare a stampella, indotta rispettivamente dall'azione sismica orizzontale longitudinale e dall'azione sismica verticale dovuta al sovraccarico.

Utilizzando le espressioni ricavate al precedente punto 1), possiamo scrivere:

$$\alpha_T = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

(somma vettoriale)

$$\alpha_{hv} = \lambda \alpha_T$$

ricordando che

$$\lambda = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)}$$

$$\alpha_{hv} = \frac{\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}}{(\alpha_h + \alpha_v)} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

da cui si ricava:

$$\alpha_{hv} = \frac{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}{(\alpha_h + \alpha_v)}$$

(composizione ridotta)

questa espressione consente di «ridurre» opportunamente gli effetti di due vettori che non hanno la stessa direzione.

## B.9. AZIONI DA CONSIDERARE CONTEMPORANEAMENTE ALL'EFFETTO SISMICO

Contemporaneamente all'effetto sismico, dovranno essere considerate agenti (nella combinazione più sfavorevole) le seguenti azioni:

- 1)- Azioni permanenti: pesi propri, carichi permanenti, spinta delle terre (comprensiva dell'effetto sismico);
- 2)- Sovraccarico accidentale Q;
- 3)- Frenatura, solo se ortogonale alla direzione considerata per il sisma e di intensità ridotta del 50%;
- 4)- Forza centrifuga di intensità ridotta del 50%;
- 5)- Azioni dovute alle variazioni di temperatura;
- 6)- Precompressioni e distorsioni di progetto.

## B.10. TENSIONI AMMISSIBILI

Siano « $\alpha_{hv}$ » le caratteristiche di sollecitazione dovute al sisma ed « $\alpha_p$ » quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente (punto B.9), le tensioni dovute alle caratteristiche di sollecitazione « $\alpha_{hv} + \alpha_p$ » devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati (Legge 5 novembre 1971. n. 1086 e successivi DDMM).

Per quanto riguarda le strutture in acciaio, potranno adottarsi gli incrementi delle tensioni ammissibili previsti per le condizioni di carico tipo 2.

## B.11. VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI

Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso a cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni « $\alpha_{hv} + \alpha_p$ » che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico sopra prescritto, cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.

La previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo in appresso indicato.

Siano  $\eta_{hv}$  gli spostamenti elastici dovuti al sisma, valutati con le modalità indicate nei punti B.5. 8.6 e 8.8, siano  $\eta_p$  gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni agenti contemporaneamente come indicato nel punto B.9, gli spostamenti reali  $\eta_r$  si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \phi \eta_{hv}$$

dove  $\phi = 6$  se gli  $\eta_{hv}$  sono calcolati con analisi statica e  $\phi = 1$  se gli  $\eta_{hv}$  sono calcolati con analisi dinamica.

Nelle verifiche ed in particolare nel calcolo degli spostamenti, si deve tener conto degli effetti delle vibrazioni in opposizione che possono verificarsi in parti strutturali parzialmente o totalmente scollegate.

Gli spostamenti globali così valutati non devono compromettere il mantenimento delle connessioni nè dare luogo

a martellamenti tra strutture indipendenti adiacenti.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli, da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

## B.12. FONDAZIONI

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in, terreni ove risultino apprezzabili le modificazioni delle relative caratteristiche portanti in presenza di eventuali variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua e dell'azione sismica.

Nel progetto dell'opera si terrà conto di uno spostamento orizzontale tra strutture di fondazione contigue, sia per le verifiche di sicurezza sia per il controllo degli spostamenti totali in relazione alle caratteristiche geomorfologiche dei luoghi ed alla tipologia dell'opera stessa.

Una valutazione orientativa per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi è data dalla relazione:

$$\Delta l = \frac{L}{1000 \cdot \phi_f} \quad (\text{per le verifiche di sicurezza})$$

$$\Delta l = \frac{L}{1000} = (\text{per il controllo degli spostamenti})$$

dove:

$L$  è la distanza tra i punti in esame;

$\Delta l$  è lo spostamento;

$\phi_f = 4$  se per la struttura si esegue il calcolo con l'analisi statica;

$\phi_f = 6$  se per la struttura si esegue il calcolo con l'analisi dinamica.

I pali di fondazione devono avere l'armatura estesa a tutta la loro lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

L'armatura minima non dovrà comunque essere inferiore a quella prescritta per i pilastri in c.a. dalla vigente normativa.

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione vanno eseguiti con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto della sollecitazione  $\alpha_{hv} + \alpha_p$  a che la struttura trasmette alle fondazioni.

## B.13. VINCOLI DEGLI IMPALCATI

I vincoli di ritegno degli impalcati devono essere progettati in modo che risultino idonei sia a trasmettere le sollecitazioni prodotte dal sisma, sia ad evitare sconnessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi, evitando altresì la possibilità di eventuali urti tra i vari elementi strutturali.

Per il dimensionamento e la verifica di tali elementi si adotterà un coefficiente di struttura maggiorato come prescritto al punto B.17.

Ai fine di ridurre gli effetti delle azioni sismiche si possono adottare particolari dispositivi atti ad ammortizzare le vibrazioni ed a dissipare l'energia.

L'impiego di tali accorgimenti richiede il calcolo dinamico dell'intera struttura.

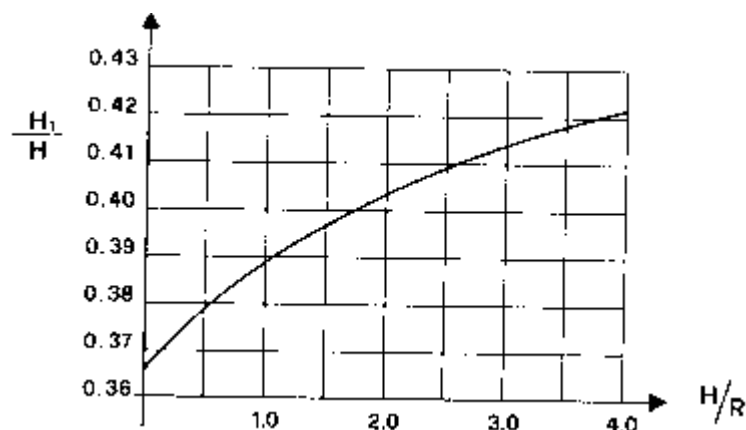
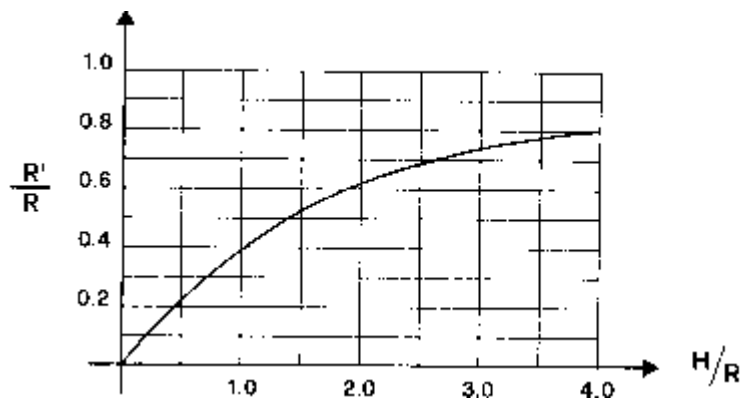
## B.14. PILE IMMERSE IN ACQUA

Allorquando una pila di dimensione trasversale  $2R$  e dimensione longitudinale  $L$  si trovi immersa in acqua per una altezza  $H \geq 5,0 \text{ m}$  (si fa riferimento al livello medio dell'acqua), dovrà valutarsi opportunamente l'effetto idrodinamico.

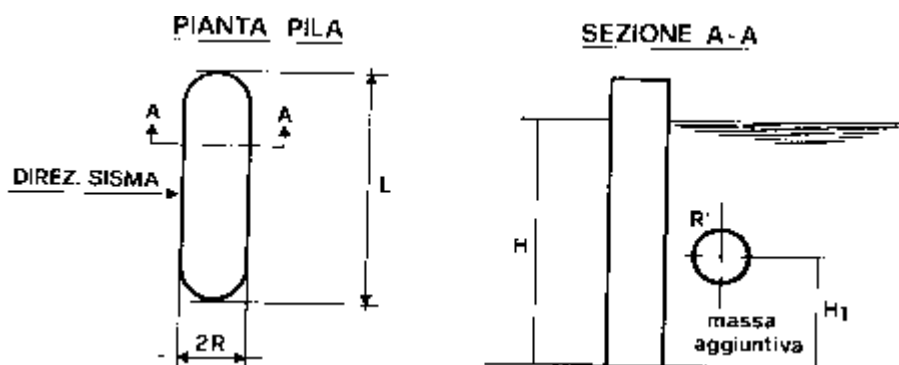
Quando non si effettui una più accurata determinazione, l'effetto idrodinamico può valutarsi con l'aggiunta di una massa fittizia pari a quella di un cilindro di fluido di raggio  $R'$  ed altezza  $L$  con baricentro ad una distanza  $H_1$  dal fondo.

I valori di  $R'$  ed  $H_1$  sono deducibili dai grafici seguenti:





Nell'ipotesi di sisma longitudinale, di seguito si definisce il significato dei simboli adottati:



## B.15. SCATOLARI, SPALLE, MURI D'ALA ED ANDATORI

### a) Scatolari

Per questo tipo di struttura potrà essere eseguita la verifica in fase sismica considerando, oltre all'effetto sismico dei pesi propri e del sovraccarico  $Q$ , la spinta del terreno  $F_s$  in fase sismica, che dovrà tener conto della presenza del sovraccarico sul rilevato ferroviario.

Tale spinta  $F_s$  potrà essere valutata con le seguenti espressioni:

$$F_s = AF'$$

ove:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$\vartheta = \arctg C$ :

$C$  = coefficiente di intensità sismica (punto B.4):

$F'$  = spinta del terreno calcolata per  $i' = i + \vartheta$ ;  $\beta' = \beta + \vartheta$ ;

$\beta, i$  = angoli definiti nella sezione «D» del DM 3 marzo 1975.

La spinta del terreno, calcolata come descritto in precedenza, potrà essere considerata agente con uguale intensità e verso opposto sui montanti dello scatolare a contatto con il terreno.

Per le strutture scatolari sotto binario con ricoprimento  $\geq H/2$ , ove  $H$  sia l'altezza complessiva dello scatolare tra gli estradossi delle solette, non si considererà l'effetto sismico.

#### b) Spalle, muri d'ala ed andatori

Per il calcolo della spinta delle terre in presenza di azioni sismiche, sono da adottare integralmente le modalità descritte nella Sezione «D» del DM 3 marzo 1975.

### B.16. COEFFICIENTE DI FONDAZIONE

Si assume di regola  $\varepsilon = 1$ .

Per fondazioni dirette o indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili, il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di elevata compressibilità, il valore di 1,3.

### B.17. COEFFICIENTE DI STRUTTURA

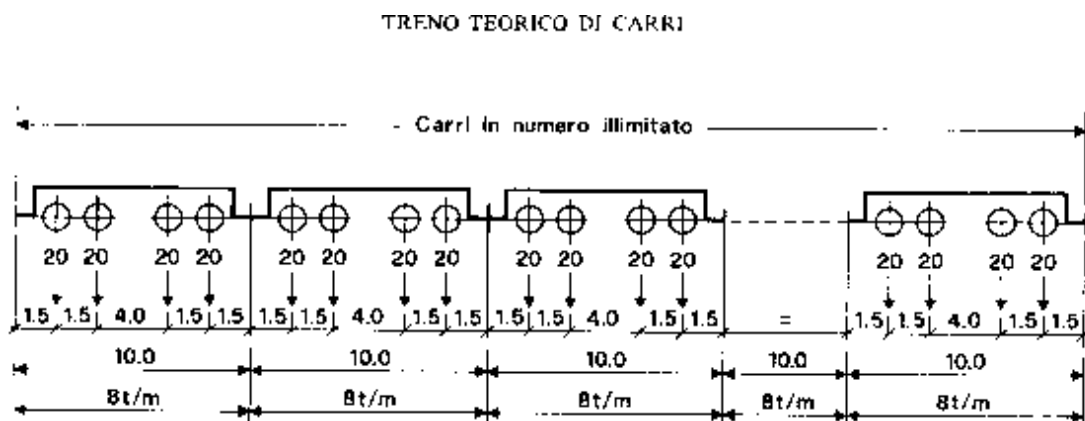
Si assume:

$\beta = 1$  per strutture iperstatiche;

$\beta = 1,2$  per strutture isostatiche e per impalcati continui semplicemente appoggiati sui piedritti;

$\beta = 2,5$  per il calcolo e la verifica dei vincoli di ritegno, degli apparecchi di appoggio, nonché degli elementi di collegamento di questi ultimi alle strutture del ponte.

### B.18. SOVRACCARICHI DA ADOTTARSI PER LE VERIFICHE SISMICHE DEI MANUFATTI SOTTO BINARIO



Nelle seguenti tabelle sono riportati:

Tab. 1:

$P_{1s}$  = sovraccarichi uniformi flettenti (t/m);

$P_{2s}$  = sovraccarichi uniformi taglienti (t/m);

$Q_t$  = peso complessivo di tutti gli assi che insistono sul manufatto.

Tab. 2:

Per le travate metalliche, le azioni massime sulle travi trasversali.

TABELLA 1

Luci (m)	Sovraccarichi flettenti $P_{1s}$ (t/m1)	Sovraccarichi taglienti $P_{2s}$ (t/m)	Peso complessivo di tutti gli assi che insistono sul manufatto $Q_t = \sum_{i=1}^n A_i$ (t)
1,0	40,00	40,00	20,00
2,0	20,00	25,00	40,00
3,0	15,00	20,00	40,00
4,0	13,20	16,25	40,00
5,0	11,56	14,40	60,00
6,0	10,21	13,33	80,00
7,0	9,88	13,06	80,00
8,0	9,45	12,50	80,00
9,0	9,38	11,85	80,00
10,0	9,16	11,20	100,00
11,0	8,87	10,91	100,00
12,0	8,61	10,69	120,00
13,0	8,52	10,53	120,00
14,0	8,47	10,31	120,00
15,0	8,44	10,13	140,00
16,0	8,35	10,00	160,00
17,0	8,22	9,97	160,00
18,0	8,18	9,88	160,00
19,0	8,16	9,75	160,00
20,0	8,16	9,60	180,00
21,0	8,12	9,52	180,00
22,0	8,11	9,46	200,00
23,0	8,12	9,41	200,00
24,0	8,15	9,34	200,00
25,0	8,15	9,28	220,00
26,0	8,13	9,23	240,00
27,0	8,12	9,22	240,00
28,0	8,11	9,18	240,00
29,0	8,13	9,13	240,00
30,0	8,13	9,07	260,00
31,0	8,11	9,01	260,00
32,0	8,09	8,95	280,00
33,0	8,08	8,93	280,00
34,0	8,08	8,90	280,00
35,0	8,08	8,87	300,00
36,0	8,07	8,84	320,00
37,0	8,05	8,84	320,00
38,0	8,04	8,82	320,00
39,0	8,04	8,79	320,00
40,0	8,04	8,76	340,00
45,0	8,05	8,67	380,00
50,0	8,05	8,61	420,00
60,0	8,02	8,51	500,00
70,0	8,02	8,43	580,00
80,0	8,01	8,38	660,00

**AZIONI MASSIME SULLE TRAVI TRASVERSALI**

Distanza tra le travati trasversali (m)	Azioni Massime (t)		Distanza tra le travati trasversali (m)	Azioni Massime (t)
da m 0,00 a m				
1,50	20,00		5,80	50,00
1,60	21,25		5,90	50,85
1,70	22,35		6,00	51,67
1,80	23,33		6,10	52,46
1,90	24,21		6,20	53,23
2,00	25,00		6,30	53,97
2,10	25,71		6,40	54,69
2,20	26,37		6,50	55,38
2,30	26,96		6,60	56,06
2,40	27,50		6,70	56,72
2,50	28,00		6,80	57,35
2,60	28,46		6,90	57,97
2,70	28,89		7,00	58,57
2,80	29,29		7,10	59,44
2,90	29,66		7,20	60,28
3,00	30,00		7,30	61,10
3,10	30,97		7,40	61,89
3,20	31,87		7,50	62,67
3,30	32,73		7,60	63,42
3,40	33,53		7,70	64,16
3,50	34,29		7,80	64,87
3,60	35,00		7,90	65,57
3,70	35,68		8,00	66,25
3,80	36,32		8,10	66,91
3,90	36,92		8,20	67,56
4,00	37,50		8,30	68,19
4,10	38,05		8,40	68,81
4,20	38,57		8,50	69,41
4,30	39,07		8,60	70,23
4,40	39,55		8,70	71,03
4,50	40,00		8,80	71,82
4,60	40,87		8,90	72,58
4,70	41,70		9,00	73,33
4,80	42,50		9,10	74,07
4,90	43,27		9,20	74,78
5,00	44,00		9,30	75,49
5,10	44,71		9,40	76,17
5,20	45,39		9,50	76,84
5,30	46,04		9,60	77,50
5,40	46,67		9,70	78,14
5,50	47,27		9,80	78,78
5,60	48,21		9,90	79,40
5,70	49,12		10,00	80,00

**C. NORME DI APPLICAZIONE**

Le presenti Istruzioni Tecniche che rimarranno in vigore fino all'emanazione di una specifica normativa da parte del Ministero dei Lavori Pubblici e dovranno essere richiamate nei contratti e nelle Prescrizioni Tecniche relative alla progettazione, costruzione e collaudo di manufatti sotto binario dell'Azienda delle Ferrovie dello Stato, anche se eseguiti da terzi.