

Quando la tesatura dei cavi viene effettuata in tempi successivi, la progettazione deve tenere conto degli effetti della tesatura dei cavi sullo stato di sollecitazione dei cavi già tesati.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Nelle strutture composte e quando si eseguono getti successivi, si deve tenere conto delle conseguenze del ritiro e della viscosità del conglomerato cementizio, nonché del rilassamento dell'acciaio.

Per le strutture a vincoli variati va attentamente studiata la variazione degli stati di coazione nel tempo, in funzione delle caratteristiche viscosi del conglomerato cementizio.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese (anche parzialmente), valgono le prescrizioni riportate nei punti 5.1.8.1.6., 5.1.8.1.7. e 5.1.8.1.10.

5.1.8.1.3. DEFORMAZIONI LENTE

a) Ritiro

Il ritiro del conglomerato cementizio, in funzione del tempo, può essere valutato mediante leggi dedotte sperimentalmente. In assenza di dati sperimentali si possono adottare i riferimenti di letteratura quali quelli riportati nel capitolo 11.

b) Viscosità

La viscosità del conglomerato cementizio, in funzione del tempo, può essere valutata mediante leggi dedotte sperimentalmente. Particolare attenzione alle leggi di viscosità va adottata nei casi di maturazione accelerata. In assenza di dati sperimentali si possono adottare i riferimenti di letteratura come quelli riportati al capitolo 11.

5.1.8.1.4. EFFETTI DELL'ATTRITO

Si devono valutare le variazioni di tensione nei cavi scorrevoli, per effetto dell'attrito lungo il cavo.

Per calcolare la tensione nel cavo alla sezione distante x dalla testata del cavo, si può applicare la relazione:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} \cdot e^{-f(\alpha + \beta x)}$$

nella quale:

σ_{px} è la tensione alla distanza x ;

f è il coefficiente di attrito dipendente dalle caratteristiche delle superfici del cavo e dell'alloggiamento che si trovano a contatto. Va definito per via sperimentale;

α è la somma dei valori assoluti delle deviazioni angolari di progetto del cavo comprese nel tratto di lunghezza x , espresse in radianti; nel caso di deviazioni altimetriche e planimetriche concomitanti, i relativi angoli saranno composti geometricamente;

β rappresenta la deviazione angolare convenzionale del cavo, espressa in rad/m, che tiene conto degli inevitabili contatti accidentali che, anche nel caso di cavo rettilineo correttamente realizzato, si verificano tra i vari elementi del cavo, l'alloggiamento e gli eventuali dispositivi distanziatori.



5.1.8.1.5. INTERDIPENDENZA FRA RITIRO, VISCOSITÀ E RILASSAMENTO

Per tener conto dell'influenza reciproca tra le cadute di tensione per ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, indicate globalmente con la notazione $\Delta\sigma_{sf}$, e la caduta per rilassamento dell'acciaio $\Delta\sigma_{rs}$, si può adottare l'espressione seguente:

$$\Delta'\sigma_{rs} = \Delta\sigma_{rs} \left(1 - \frac{2,5 \cdot \Delta\sigma_{sf}}{\sigma_{qs}} \right)$$

dove $\Delta'\sigma_{rs}$ rappresenta la minor caduta per rilassamento dell'acciaio.

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato cementizio. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma_{rs}$ corrispondente ad una tensione iniziale pari a $0,75 f_{pk}$ e ad una temperatura di 20 °C potrà essere assunta inferiore a $0,04 \sigma_{qs}$. Per altri valori della tensione iniziale vale quanto riportato al capitolo 11.

5.1.8.1.6. RITARATURA

Tenuto presente della necessità di protezione dell'armatura, si può procedere alla ritaratura del tiro nei cavi di precompressione, al fine di ridurre le cadute di tensione per ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, e per rilassamento dell'acciaio.

5.1.8.1.7. TENSIONI DI ESERCIZIO NEL CONGLOMERATO A CADUTE AVVENUTE

Le massime tensioni normali, σ_c , di compressione nel conglomerato, nelle condizioni di esercizio a cadute avvenute, devono rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c \leq \frac{R_{tk}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{l,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XI;

$\gamma_{l,c}$ è il coefficiente di modello, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XI.

Tabella 5.1-XI

Condizioni ambientali	Combinazione di carico	$\gamma_{m,c}$	$\gamma_{l,c}$
Ordinarie	Rara	1,5	1,4
	Quasi-permanente	1,5	1,8
Aggressive	Rara	1,5	1,5
	Quasi-permanente	1,5	1,9
Molto aggressive	Rara	1,5	1,6
	Quasi-permanente	1,5	2,0

Le massime tensioni normali, σ_{ct} , di trazione nel conglomerato, nelle condizioni di esercizio, devono rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{ct} \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XII.

Tabella 5.1-XII

Condizioni ambientali	Combinazione di carico	$\gamma_{m,c}$	Commenti
Ordinarie	Rara	1,6	A condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ordinario, opportunamente diffuse, capaci di assorbire l'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.
	Rara	3,2	Per le travi ad armatura pre-tesa, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.
Aggressive		NON	sono ammesse tensioni di trazione
Molto aggressive		NON	sono ammesse tensioni di trazione

Per spessori minori di 50 mm le tensioni normali limite di esercizio sopra riportate devono essere ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

Nel caso della precompressione parziale le tensioni del conglomerato cementizio compresso e delle armature ordinarie sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato cementizio, come nella verifica delle sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale.

5.1.8.1.8. TENSIONI INIZIALI NEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove:

$\gamma_{m,c} = 1,7$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale;

$\gamma_{Rd} = 1,0$ è il coefficiente di modello;

R_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione del conglomerato cementizio all'atto dell'applicazione della precompressione.



Sono ammesse tensioni di trazione fino a $0,10 R_{ck}$ fermo restando l'obbligo di disporre armature metalliche che assorbono l'intera risultante delle trazioni.

Nelle travi ad armature pretese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a $0,05 R_{ck}$, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Per spessori minori di 50 mm le tensioni normali iniziali sono ridotte dal coefficiente $\gamma_{Kd} = 1,4$.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato cementizio il limite a trazione innanzi stabilito, purché le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto 5.1.2.3.4.5., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato ordinario. La resistenza a trazione del conglomerato cementizio nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali σ_c , prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

dove $\gamma_{m,c} = 1,6$.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

5.1.8.1.9. TRAVI A CONCI

Nelle travi a conci i giunti debbono essere muniti di apposite dentellature o resi solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

5.1.8.1.10. TENSIONI LIMITE PER GLI ACCIAI DA PRECOMPRESSIONE

Le tensioni negli acciai da precompressione, fili, trecce e trefoli, barre, devono rispettare le seguenti limitazioni:

- strutture ad armatura post-tesa:

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{p(0,1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,15$;

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,65$.

Nelle barre sono ammesse sovratensioni ai lembi del 10%, indotte dalla curvatura.

- strutture ad armatura pre-tesa:

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{p(0,1)k}}{\gamma_{m,s}} + \frac{f_{p(0)k}}{\gamma_{m,s}} + \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,12$;

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,65$.

Il valore limite σ_{sp} è la tensione massima consentita per l'acciaio di precompressione in esercizio, tenuto conto delle tensioni provocate da tutte le azioni sollecitanti; il valore limite σ_{spi} è la tensione massima dell'acciaio all'atto della precompressione.

5.1.8.1.11. EFFETTI DI FATICA

Nel caso della precompressione parziale gli incrementi di tensione determinati in corrispondenza dello strato di armatura presollecitata più lontano dall'asse neutro devono rispettare anche le limitazioni che derivano dalla verifica dell'ampiezza delle fessure e dalla verifica a fatica.

Sotto l'effetto di quei sovraccarichi che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sempre sussistere un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

Nel caso della precompressione parziale la verifica a fatica è obbligatoria.

5.1.8.2. Requisiti minimi per il cemento armato precompresso

5.1.8.2.1. ARMATURA LONGITUDINALE ORDINARIA

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso della precompressione parziale, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata, più esterne rispetto alle armature utilizzate per imprimere lo sforzo di precompressione.

5.1.8.2.2. STAFFE

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $1,5 b \text{ mm}^2$ al metro, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al punto 5.1.2.1.7.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al punto 5.1.2.1.8.



5.1.8.3. Regole di esecuzione per il cemento armato precompresso

5.1.8.3.1. SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Le superfici esterne dei cavi post-tesi devono distare dalla superficie del conglomerato cementizio non meno di 30 mm; in ambiente aggressivo, la distanza deve essere non inferiore a 50 mm.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere protetti da un ricoprimento di almeno 35mm, ovvero vanno protetti con equivalente materiale protettivo.

Tale ricoprimento va accuratamente studiato e definito nelle verifiche di fessurazione per le classi ambientali *b)* e *c)*.

5.1.8.3.2. TESTATE DI ANCORAGGIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi un'armatura tridirezionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate, ivi comprese le eventuali reazioni vincolari.

5.1.8.3.3. POSA DELLE BARRE, DEI CAVI E LORO MESSA IN OPERA

Si deve prendere ogni precauzione per evitare che l'armatura di precompressione subisca l'innescò di fenomeni di corrosione prima della messa in opera.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

5.1.8.3.3.1. Operazioni di tiro

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

Un'insufficienza di allungamento, rilevando un attrito superiore a quello supposto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti innalzando la tensione iniziale fino al massimo consentito.

Un'eccedenza di allungamento, quando non sia dovuta al cedimento dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, indica un attrito inferiore a quello previsto; in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che la tensione finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

5.1.8.3.3.2. Protezione dei cavi ed iniezioni

Le guaine dei cavi devono essere assolutamente stagne e le giunzioni devono essere efficacemente protette.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante malta fluida e stabile con minimo ritiro e senza agenti aggressivi.

Alla buona esecuzione delle iniezioni è affidato il funzionamento ottimale e la conservazione nel tempo delle strutture in c.a.p. a cavi e, pertanto, è necessario che vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

L'iniezione dei cavi scorrevoli ha due scopi principali:

- a) prevenire la corrosione dell'acciaio di precompressione;
- b) fornire un'efficace aderenza fra l'acciaio ed il conglomerato cementizio.

Condotti

- a) i condotti debbono essere ben fissati per evitare un andamento serpeggiante;
 b) per evitare sacche d'aria devono essere disposti sfiati nei punti più alti del cavo;
 c) i condotti debbono avere forma regolare, preferibilmente circolare. La loro sezione deve risultare maggiore di:

$$A_0 = 2 \sum_{i=1}^{i=n} a_i \quad (\text{per cavi a fili, trecce o trefoli})$$

$$A_0 = 1,5 \cdot a \quad (\text{per sistemi a barra isolata})$$

dove:

a_i è l'area del singolo filo, treccia o trefolo,

n è il numero di fili, trecce o trefoli costituenti il cavo ed

a è l'area della barra isolata.

In ogni caso l'area libera del condotto dovrà risultare non minore di 400 mm²;

- e) si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni.

5.1.9. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento monodirezionale.

5.1.9.1. Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i laterizi in blocchi hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

La resistenza allo stato limite ultimo è affidata al conglomerato cementizio ed alle armature ordinarie e/o precomprese.

5.1.9.1.1. REGOLE DI PROGETTAZIONE**5.1.9.1.1.1. Spessore minimo dei solai**

Lo spessore minimo dei solai non deve essere minore di 150mm.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

5.1.9.1.1.2. Spessore minimo della soletta

Nei solai lo spessore minimo della soletta di conglomerato cementizio non deve essere minore di 40 mm.

5.1.9.1.1.3. Larghezza ed interesse delle nervature

La larghezza minima delle nervature in conglomerato cementizio per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di 1/8 dell'interasse tra i travetti e comunque non inferiore a 80 mm.

L'interasse delle nervature non deve in ogni caso essere maggiore di 15 volte lo spessore della soletta. Il blocco interposto deve avere dimensione massima inferiore a 520 mm.



5.1.9.1.1.4. *Armatura trasversale*

La soletta superiore del solaio deve essere munita di adeguata armatura di ripartizione, pari ad almeno 3 $\phi 6$ al metro o al 20% di quella longitudinale.

5.1.9.1.1.5. *Armatura longitudinale*

L'armatura longitudinale minima deve essere superiore a:

$$A_{s,\min} \geq 0,7h \text{ mm}^2/\text{m}$$

con h espresso in millimetri.

5.1.9.1.1.6. *Armatura per il taglio*

Nelle condizioni previste in 5.1.2.1.6.1 può non disporsi armatura per il taglio.

5.1.9.1.1.7. *Distacco delle parti in laterizio*

Particolare attenzione deve essere dedicata alla sicurezza al distacco di parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali di carattere secondario, ovvero a seguito di aumenti di temperatura.

5.1.9.1.2. ESECUZIONE

5.1.9.1.2.1. *Protezione delle armature*

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia.

Per armatura collocata entro nervatura, le dimensioni di questa devono essere tali da consentire il rispetto dei seguenti limiti:

- distanza netta tra armatura e blocco ≥ 8 mm;
- distanza netta tra armatura ed armatura ≥ 10 mm.

5.1.9.1.2.2. *Bagnatura degli elementi*

Prima di procedere ai getti i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

5.1.9.1.2.3. *Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati*

Devono impiegarsi malte cementizie con dosature di legante non minori a 4,5 kN/m³ di cemento e calcestruzzi con $R_{ck} \geq 25$ N/mm².

5.1.9.1.2.4. *Blocchi*

Gli elementi con rilevanti difetti di origine o danneggiati durante la movimentazione dovranno essere eliminati.

5.1.9.1.2.5. *Allineamenti e forzature*

Si dovrà curare il corretto allineamento dei blocchi evitando la forzatura dei blocchi interposti tra i travetti prefabbricati.

5.1.9.1.2.6. *Calcestruzzi per i getti in opera*

Si dovrà studiare la composizione del getto in modo da evitare rischi di segregazione o la formazione di nidi di ghiaia e per ridurre l'entità delle deformazioni differite.

Il diametro massimo degli inerti impiegati non dovrà superare 1/5 dello spessore minimo delle nervature né la distanza netta minima tra le armature.

Il getto deve essere costipato in modo da garantire l'avvolgimento delle armature e l'aderenza sia con i blocchi sia con eventuali altri elementi prefabbricati.

5.1.9.1.2.7. Modalità di getto

Per rendere efficace quanto indicato ai punti precedenti occorre con opportuni provvedimenti eliminare il rischio di arresto del getto al livello delle armature.

5.1.9.1.2.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso

Qualora si impieghino materiali d'intonaco cementizi aventi resistenza caratteristica a trazione superiore ad 1 N/mm^2 dovranno adottarsi spessori inferiori ad 10 mm o predisporre armature di sostegno e diffusione opportunamente ancorate nelle nervature.

5.1.9.1.3. SOLAI CON TRAVETTI PRECOMPRESSI PREFABBRICATI E BLOCCHI IN LATERIZIO

5.1.9.1.3.1. Elementi con armatura pre-tesa

Per elementi con armatura pre-tesa è ammessa la deroga all'obbligo di disporre la staffatura.

5.1.9.1.3.2. Criteri di calcolo

Per la sezione in campata, oltre alle verifiche agli stati limite ultimi sono anche ammesse verifiche fondate su prove di elementi prefabbricati di serie secondo quanto indicato al punto 5.1.5.1.

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media in esercizio per combinazioni rare tra l'elemento prefabbricato e il conglomerato cementizio gettato in opera risulti inferiore a 0.3 N/mm^2 per le superfici di contatto lisce e 0.45 N/mm^2 per superfici scabre.

In corrispondenza del lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a f_{cm} .

5.1.9.1.3.3. Getti in opera

I travetti privi di armature a taglio devono essere integrati sugli appoggi da getti in opera contenenti armatura inferiore convenientemente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio, salvo che per gli elementi di solai di copertura poggianti su travi e dotati di adeguata lunghezza di appoggio.

Tali collegamenti, se destinati ad assicurare continuità strutturale agli appoggi, dovranno essere verificati secondo le disposizioni relative al conglomerato cementizio armato normale, verificando altresì le condizioni di aderenza fra getti in opera e travetti, secondo i criteri indicati al punto precedente.

5.1.9.2. Norme complementari relative ai solai misti e blocchi diversi dal laterizio

Possono utilizzarsi per realizzare i solai misti di conglomerato cementizio armato e conglomerato cementizio armato precompresso anche blocchi diversi dal laterizio con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in conglomerato cementizio leggero di argilla espansa, conglomerato cementizio normale sagomato, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc. devono essere dimensionalmente stabili e non fragili e capaci di seguire le deformazioni del so-
lato. Queste caratteristiche devono essere dimostrate attraverso una certificazione, ese-



guita a cura di uno dei laboratori di cui all'art. 20 della Legge 1086/71, prima della messa in opera.

Rimangono valide tutte le prescrizioni geometriche del solaio di cui al punto 5.1.9.1.

5.1.9.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui ai punti 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.7.

Oltre a quanto indicato nei precedenti capitoli relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. L'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare un comportamento bidimensionale a piastra è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistenti alle sollecitazioni di flessione, taglio e torsione.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

Particolare attenzione va posta all'assorbimento degli sforzi di taglio, nelle sezioni terminali d'appoggio, mediante armature longitudinali.

È obbligatorio il calcolo delle deformazioni (frecche e rotazioni) per i carichi permanenti di lunga durata e per i carichi accidentali che dimostrino che il solaio sia idoneo a preservare l'integrità degli elementi portati e di avere prestazioni di esercizio, anche dinamiche, compatibili con l'uso.

5.1.10. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente capitolo i componenti strutturali prefabbricati in conglomerato cementizio armato, normale o precompresso che rispondono alle specifiche prescrizioni del punto 5.1.1 e 5.1.2, e che, singolarmente o assemblati tra di loro ovvero con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme gli elementi prefabbricati prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, ovvero realizzati a piè d'opera.

Per manufatti o elementi prefabbricati di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati.

Per manufatti di produzione occasionale si intendono gli elementi prefabbricati realizzati in stabilimenti permanenti, ovvero a piè d'opera o anche in impianti temporanei, sen-

za il presupposto della ripetitività tipologica e destinati in modo specifico ad una determinata opera e per questa progettati ex novo di volta in volta.

Il componente prefabbricato può essere:

- realizzato su richiesta specifica del Appaltatore e/o Committente e prodotto sotto la responsabilità del Direttore Tecnico di Stabilimento e sotto la vigilanza del Direttore dei Lavori (produzione occasionale).
- realizzato sotto la responsabilità e vigilanza del Direttore Tecnico dello Stabilimento di produzione. In tal caso, il componente prefabbricato rappresenta fornitura all'Appaltatore od al Committente, va accettato dal Direttore dei Lavori, e deve sottostare alle procedure delle produzioni industriali in serie.

Il componente prefabbricato può essere l'elemento di una produzione industriale in serie. In tal caso il prodotto componente deve essere qualificato ed il Direttore dei Lavori si limiterà alle procedure di accettazione. Poiché la produzione e la realizzazione dell'elemento strutturale prodotto in serie viene realizzata in assenza della vigilanza del Direttore dei Lavori, i componenti vanno prodotti secondo procedure di garanzia e controllo di qualità che, accompagnando il prodotto in serie, permettono al Direttore dei lavori, successivamente, di giudicare la qualità del prodotto e la sua accettabilità.

Il componente prefabbricato deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale.

Per gli elementi strutturali prefabbricati disciplinati nel presente capitolo, quando non soggetti ad attestato di conformità secondo una specifica tecnica europea elaborata ai sensi della direttiva 89/106/CEE (marcatatura CE) ed i cui riferimenti sono pubblicati sulla gazzetta ufficiale dell'Unione Europea, sono previste due categorie di produzione:

- serie qualificata dichiarata;
- serie qualificata controllata.

Nel caso di prodotti coperti da marcatatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti 11.7.2, 11.7.3.4 e 11.7.5.

5.1.10.1. Prodotti prefabbricati

I componenti prefabbricati devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, ed i produttori degli elementi costruttivi in serie dichiarata e controllata devono altresì provvedere alla qualificazione della produzione, con le modalità indicate nel punto 11.7.

5.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie qualificata dichiarata

Per serie "dichiarata" si intende la produzione in serie, effettuata in stabilimento permanente, dichiarata dal produttore conforme alle presenti norme e per la quale è stato effettuato il deposito ai sensi dell'art. 9 della legge 5-11-1971, n. 1086, ovvero sia stata rilasciata la certificazione di idoneità di cui agli articoli 1 e 7 della legge 2-2-1974, n. 64.

Rientrano in serie dichiarata i prodotti che appartenendo ad una tipologia ricorrente compiutamente determinata, risultano predefiniti, in campi dimensionali, tipi di armature, sulla base di elaborati tecnici tipologici e grafici depositati.



5.1.10.3 Prodotti prefabbricati in serie qualificata controllata

Per serie "controllata" si intende la produzione in serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per quella "dichiarata", sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo e controllo della produzione come specificato al punto 11.7.

Sono prodotti in serie controllata i componenti strutturali realizzati con materiali innovativi, ovvero analizzati con metodi di calcolo non consueti ovvero con conglomerato cementizio avente $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$.

5.1.10.4. Responsabilità e competenze

Gli elementi prodotti in serie, svolgendo funzione strutturale ed interessando la sicurezza della costruzione, devono essere realizzati sotto la vigilanza di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di abilitazione professionale, che assume le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata, come pure del rispetto della normativa tecnica vigente nel settore. Il Progettista ed il Direttore tecnico dello stabilimento, ciascuno per le proprie competenze, sono responsabili della capacità portante e sicurezza del componente, sia incorporato nell'opera, sia durante le fasi di trasporto fino a piè d'opera.

È responsabilità del Progettista e del Direttore dei Lavori del complesso strutturale di cui l'elemento fa parte, ciascuno per le proprie competenze, la verifica del componente durante il montaggio, la messa in opera, e l'uso dell'insieme strutturale realizzato.

5.1.10.5. Valutazione della sicurezza e norme di calcolo

Le verifiche si applicano sia alla struttura presa nel suo insieme che a ciascuno dei suoi elementi costitutivi; esse debbono essere soddisfatte sia durante l'utilizzo definitivo che nelle diverse fasi di produzione, stoccaggio, trasporto, montaggio e assemblaggio.

Gli elementi prefabbricati debbono essere verificati secondo uno dei metodi previsti nel 5.1.1 e 5.1.2.

5.1.10.6 Regole pratiche

Le verifiche del componente prefabbricato vanno fatte con riferimento al livello di stagionatura e di resistenza del manufatto, definite mediante prove sui materiali di cui al punto 11.7.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cemento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni prevedibili.

Le parti degli elementi prefabbricati destinate ad integrarsi col complesso strutturale debbono essere specificatamente progettate.

Il copriferro degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui ai punti 5.1.1. e 5.1.2.

5.1.10.6.1 APPOGGI

Per gli elementi prefabbricati semplicemente appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale

dell'elemento, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata all'attrito; l'appoggio deve consentire spostamenti relativi secondo quanto previsto dalle norme sismiche.

5.1.10.6.2 REALIZZAZIONE DELLE UNIONI

Le unioni dei vari componenti a formare un insieme strutturale devono realizzare l'ipotesi di nodo rigido ed essere idonee ad assorbire gli sforzi con adeguato margine.

Per le costruzioni in zona sismica le unioni tra elementi devono essere in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazioni, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali.

5.1.10.6.3 TOLLERANZE

Il Progettista deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente prefabbricato. Il componente, che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere utilizzato nella costruzione solo previa specifica accettazione e verifica condotta con esito positivo da parte del Direttore dei Lavori.

Il Progettista stabilisce le tolleranze in funzione:

- del processo produttivo
- delle esigenze di montaggio
- degli stati termici coattivi e reologici che si manifestano durante la realizzazione e l'uso dell'opera

Il Progettista indica i valori delle tolleranze previste e quelle totali che andranno verificate e controllate nelle varie fasi del processo produttivo.

5.1.10.7. Controlli e Collaudi

5.1.10.7.1. PROCEDURE PER IL COLLAUDO STATICO

Fermo restando il disposto di cui al punto 10 delle presenti norme, relative al collaudo statico, su strutture prefabbricate già assemblate e poste in opera si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; data la tipologia e le modalità di esecuzione delle opere è significativa e rilevante la funzione del collaudatore in corso d'opera.

Fondamentale è il preventivo controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

Le prove di carico, sia quelle di norma che quelle eventualmente ritenute necessarie dal collaudatore per identificare la corrispondenza fra il comportamento della struttura reale e quello prevedibile in base ai calcoli di progetto, dovranno accertare il comportamento statico dei prefabbricati nel complesso strutturale. Esse rispetteranno le modalità sotto indicate e non potranno avere luogo prima che sia stata raggiunta per i getti in opera la



resistenza che caratterizza la classe del conglomerato cementizio prevista c , in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 giorni dall'ultimazione del getto.

A questi effetti si deve tener conto delle eventuali variazioni di temperatura durante la maturazione dei getti.

Le prove di carico possono essere eseguite, prima del montaggio, su singoli componenti isolati, purché i risultati ottenuti siano rappresentativi, a giudizio del collaudatore, dell'effettivo comportamento dei componenti inseriti nel complesso.

Di regola si dovranno riprodurre sulle strutture le sollecitazioni massime di progetto. In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove devono essere convenientemente protratte nel tempo.

In ogni caso, sarà compito e responsabilità del collaudatore valutare l'opportunità di condurre altre verifiche alternative per l'accertamento in sito delle caratteristiche dei materiali costituenti le strutture prefabbricate, ad esempio attraverso prove non distruttive (sclerometriche, ultrasoniche ecc.); analogamente, mediante carotaggi potranno essere prelevati provini per determinare la resistenza meccanica ed il modulo elastico del conglomerato cementizio.

5.1.10.7.2. CONTROLLI DI ESERCIZIO SUCCESSIVI

Saltuariamente, ove ritenuto necessario in relazione a possibili o temuti degradi delle opere ed in circostanza di modifica di fatti che possono influire sulle condizioni di esercizio della struttura (destinazione, configurazione di carichi, ecc.), il Committente dovrà disporre indagini e/o prove atte ad accertare le condizioni statiche delle strutture, richiamate nel successivo punto 11.7.5.

Dovranno effettuarsi rilevazioni, soprattutto in corrispondenza di eventuali fessure o lesioni e delle unioni, da sottoporre ad esame sperimentale.

I risultati delle prove, in quanto non possono considerarsi in generale totalmente probanti ai fini proposti, non esimono dall'acquisizione di eventuali altri elementi pertinenti.

5.1.11. CONGLOMERATO CEMENTIZIO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura nelle sezioni rette resistenti è minore dello 0.1% dell'area della sezione stessa e la quantità media di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 KN.

Sia il conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato devono essere impiegati solo per strutture semplici.

Ricadono in questa categoria anche i componenti strutturali in conglomerato cementizio armato e non per i quali $R_{ck} < 15 \text{ N/mm}^2$.

5.1.11.1. Valutazione della sicurezza – norme di calcolo

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza valgono le regole riportate al punto 5.1.2.3. Il calcolo delle tensioni andrà effettuato secondo quanto stabilito al punto 5.1.2.3.2.

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni che insorgono nel conglomerato cementizio per effetto delle azioni di calcolo risultino minori della seguente tensione:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ct}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{mf}}$$

con $\gamma_{m,c} = 3,2$.

Per conglomerato cementizio debolmente armato, si deve adottare: $\gamma_{mf} = 1,25$.

Per conglomerato cementizio non armato, si deve adottare: $\gamma_{mf} = 1,5$.

Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime sono inferiori al valore limite di seguito riportato:

$$\bar{\tau}_{c,d} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{mf}}$$

con $\gamma_{m,c} = 3,2$.

I valori di γ_{mf} sono quelli indicati in precedenza.

In tutti i casi, per l'acciaio vale la seguente limitazione:

$$\sigma_s < 140 \text{ N/mm}^2$$



5.2. COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali in acciaio ad esclusione delle costruzioni per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Nel seguito sono riportati:

- le metodologie di analisi strutturale e di verifica della sicurezza, con modelli di calcolo definibili anche con l'integrazione di prove sperimentali;
- i limiti delle prestazioni attese;
- i criteri di dimensionamento dei collegamenti;
- i requisiti fondamentali per una corretta progettazione ed esecuzione;
- i criteri di durabilità.

Alcune indicazioni già riportate nel capitolo 2 sono ripetute e specializzate alle costruzioni in oggetto.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel capitolo 11.

5.2.1. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite di servizio e gli stati limite ultimi verosimili della struttura e dei componenti strutturali e dei collegamenti.

5.2.1.1 Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita utile e in particolare nelle fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente
 - al raggiungimento della deformazione unitaria di rottura del materiale con l'effetto di rottura o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica).
 - o alla formazione di un meccanismo di collasso
 - o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme indotti da effetti del secondo ordine, prescindendo dai fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto con riduzione delle aree delle sezioni resistenti e/o che la struttura possa superare attivando diversi meccanismi resistenti;

stato limite di fatica, controllando la ammissibilità delle variazioni tensionali indotte dai sovraccarichi in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi devono essere condotte con riferimento alle seguenti situazioni di progetto:

1. situazione persistente (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi nella maggior parte della sua vita utile);



2. situazione transitoria (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in una parte limitata della sua vita utile, ad esempio durante le fasi di costruzione, qualora tale situazione sia significativa);
3. situazione accidentale (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in seguito ad eventi eccezionali in genere caratterizzati da bassa probabilità di occorrenza ma da significativi effetti sulla struttura, ad esempio incendio, urti, scoppi, ecc.).

Le verifiche di cui al punto 1 devono essere condotte per ogni costruzione.

Le verifiche di cui ai punti 2 e 3 vanno condotte qualora necessarie in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Le verifiche per controllare la sicurezza della struttura possono sintetizzarsi nella seguente relazione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo

E_d il valore di progetto dell'effetto corrispondente allo stato limite che si sta controllando prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto applicate al modello strutturale considerato,

R_d la resistenza di calcolo corrispondente alla sollecitazione considerata.

5.2.1.2 Stati limite di esercizio

Gli stati limite di servizio da verificare sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche localizzate che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili o che, per accumulazione, producano rottura per fatica a basso numero di cicli;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso nell'ipotesi che si sia prodotto lo scorrimento e che il funzionamento a collasso del collegamento avvenga quindi a taglio e rifollamento attraverso il contatto fra fori e bulloni.

Le verifiche per controllare la sicurezza della struttura possono sintetizzarsi nelle seguenti relazioni

$$E_d \leq C_d$$

Essendo:

E_d il valore di progetto dell'effetto corrispondente allo stato limite che si sta controllando prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto applicate al modello strutturale considerato,

C_d il valore limite ammissibile per l'effetto considerato ai fini della funzionalità nelle condizioni di esercizio.

5.2.2. ANALISI STRUTTURALE

Il procedimento che conduce alla valutazione dei valori delle grandezze determinanti per la sicurezza della costruzione, vale a dire dei valori di progetto degli effetti E_d indotti dalle azioni di progetto, deve articolarsi attraverso le seguenti fasi che vanno attentamente esaminate e giustificate:

- modellazione, vale a dire la definizione di un modello strutturale che riproduca con la necessaria precisione il comportamento fisico e meccanico della struttura, tenendo conto delle caratteristiche geometriche, dei materiali e di vincolo, con particolare riguardo all'effettivo funzionamento dei giunti e del meccanismo interattivo con le fondazioni. Se necessario, quindi, i modelli di analisi possono variare in funzione della situazione di progetto in esame (persistente, transitoria, eccezionale), dello stato limite considerato e delle particolari combinazioni adottate per le azioni. Nelle strutture in acciaio per i giunti fra elementi strutturali, per le zone in cui si introducono carichi concentrati e per quelle in cui si verificano importanti variazioni della geometria strutturale, per le strutture di diaframma, deve considerarsi la possibilità di una modellazione specifica e di una analisi separata da quella globale della struttura,
- definizione delle azioni e delle loro combinazioni, da farsi con riferimento alle fasi di costruzione, servizio e riparazione, che portano la struttura ed ogni singolo componente della stessa in condizioni di raggiungimento di uno stato limite,
- calcolo degli effetti prodotti dalle azioni sulla struttura, attraverso un metodo di analisi appropriato in relazione alle caratteristiche ed all'importanza della costruzione.

Le ipotesi formulate nell'analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per le sezioni e per i collegamenti.

Le ipotesi assunte nel progetto delle membrature devono essere conformi con i (o conservative rispetto ai) metodi impiegati per l'analisi globale e con il comportamento previsto per i collegamenti.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature devono assicurarsi margini adeguati per tener conto degli effetti delle imperfezioni reali, incluse le sollecitazioni residue e le imperfezioni geometriche quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti della reali imperfezioni da esse sostituite.

5.2.2.1. Tipologia delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

essendo θ_r e θ_y rispettivamente le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione unitaria e corrispondente alla condizione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono in tal modo le seguenti classi di sezioni:

classe 1 quando la sezione sia in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta col metodo plastico di cui al punto 5.2.2.3. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale come sopra definita maggiore o uguale a 5.



- classe 2* quando la sezione sia in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale come sopra definita maggiore o uguale a 2.5.
- classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.
- classe 4* quando è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale nelle parti che la compongono per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*, ottenuta dalla prima eliminando le parti di pareti potenzialmente instabili e quindi non più in grado di fornirei-donee a contribuire alla resistenza della sezione.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 come *snelle*.

5.2.2.2. Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente flessionale della sezione può determinarsi calcolando il momento resistente:

Metodo elastico (E)

partendo da una distribuzione lineare di deformazioni unitarie, con valore di queste pari a quella di snervamento per le fibre estreme, e ammettendo eventuali plasticizzazioni delle fibre in trazione, con deformazioni non superiori a quelle ultime. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi alle sezioni efficaci nel caso di sezioni di classe 4

Metodo plastico (P)

assumendo la completa plasticizzazioni della sezione e quindi una distribuzione costante di tensioni ed una curvatura teoricamente infinita a rottura. Il metodo può applicarsi a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

deducendolo dal diagramma momento-curvatura della sezione determinato sempre nell'ipotesi di conservazione piana della sezione e tenendo conto per ogni piano di deformazioni della progressiva riduzione della sezione di calcolo con l'aumentare della sua snellezza. Il legame costitutivo tensioni-deformazioni per l'acciaio si adotterà di tipo bilineare o più complesso. Il metodo può applicarsi quindi a qualsiasi tipo di sezione. La capacità di resistenza delle sezioni deve essere valutata anche nei confronti di sforzi normali di trazione o compressione, taglio e momento torcente, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

5.2.2.3. Analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con:

Metodo elastico (E)

determinando gli effetti delle azioni nell'ipotesi di comportamento strutturale indefinitamente elastico. Il metodo è applicabile a tutti i tipi di sezioni.

La resistenza delle sezioni deve valutarsi con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 e 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni moderatamente snelle o snelle (classe 3 e 4),

Metodo plastico (P)

valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi di comportamento strutturale rigido-plastico, trascurando le deformazioni elastiche delle membrature e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche. Il metodo è applicabile solo a strutture interamente composte da sezioni compatte di classe 1 e che la formazione delle cerniere plastiche non sia preceduta da instabilità delle membrature componenti e dal collasso dei collegamenti.

La resistenza delle sezioni deve determinarsi con il metodo plastico.

Il metodo plastico può essere usato nell'analisi globale della struttura o dei suoi elementi a condizione che l'acciaio soddisfi i seguenti ulteriori requisiti:

- il rapporto fra la resistenza minima a rottura per trazione e la resistenza minima di snervamento sia maggiore o uguale a 1,2;
- l'allungamento a rottura nel caso di lunghezza fra i riferimenti di $5,65 \cdot \sqrt{A_0}$ (dove A_0 è l'area della sezione trasversale originaria) non sia minore del 15%;
- il diagramma tensioni-deformazioni mostri che la deformazione a rottura corrispondente alla resistenza a rottura per trazione sia almeno 20 volte la deformazione a snervamento corrispondente alla resistenza di snervamento.

Metodo elasto-plastico (EP)

utilizzando i diagrammi elasto-plastici momento-curvatura delle sezioni nella modellazione strutturale.

In definitiva i percorsi possibili per l'analisi strutturale possono riassumersi come indicato nella seguente Tabella 5.2-1.

Tabella 5.2-1

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(EP)	(EP)	tutte
(P)	(P)	compatte di classe 1

(*) per la classe 4 la capacità resistente è calcolata tenendo conto dell'instabilità locale (metodo delle larghezze efficaci, degli spessori efficaci, etc.)

5.2.2.4. Effetti delle deformazioni

Per quanto riguarda la geometria di riferimento, l'analisi strutturale può essere condotta con la

teoria del primo ordine, vale a dire adottando la geometria iniziale della struttura.

teoria del secondo ordine, tenendo conto delle variazioni della geometria iniziale per effetto delle deformazioni.



L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni e sulle condizioni di instabilità della struttura

5.2.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI PERSISTENTI CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

5.2.3.1. Verifiche agli stati limite ultimi

5.2.3.1.1. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G(j)} \cdot \gamma_{E(j)} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{E(Q1)} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Q(i)} \cdot \gamma_{E(Qi)} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^j \gamma_{P(h)} \cdot \gamma_{E(P(h))} \cdot P_{kh}$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima deformazione impressa (effetto della temperatura, deformazione del terreno, viscosità, ritiro, etc.)
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ rappresentano i coefficienti parziali;
- γ_E rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni di calcolo F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

I valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle: I coefficienti parziali, di amplificazione o riduzione, sono riferiti ai casi in cui l'azione considerata è rispettivamente a sfavore o a favore della sicurezza.

Tabella 5.2-II

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{G_2}	1,4	0,9
γ_{G_1}	1,5	0
γ_{FB}	1,2	0,9

Tabella 5.2-III

γ_{FG}	1
γ_{FD}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{FFB}	1

Per gli edifici civili, in mancanza di studi specifici ed adeguati alla costruzione in esame, si possono attribuire ai coefficienti di combinazione ψ_{oi} i valori riportati nella Tabella 5.2-IV (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano gli specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-IV

Azione	ψ_{oi}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Per le altre tipologie costruttive (ponti, gallerie, edifici industriali ecc.) competerà al progettista e/o committente la definizione dei valori di ψ .

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se il suo effetto aumenta la sicurezza della struttura.

Nelle verifiche di sicurezza a fatica si adotterà un coefficiente parziale unico per tutte le azioni

$$\gamma_{FF} = 1.$$

5.2.3.1.2. STATO LIMITE DI EQUILIBRIO

Per ogni prevedibile situazione di progetto andrà verificata la possibilità di perdita dell'equilibrio per ribaltamento o scorrimento della struttura o di parti di essa come corpi rigidi, imponendo che:

$$E_d = E_{d,stab} < R_d \cdot E_{d,stab}$$



essendo $E_{d,dstb}$ e $E_{d,sth}$ rispettivamente gli effetti di progetto delle azioni instabilizzanti e stabilizzanti.

In particolare dovrà essere posta attenzione alle situazioni transitorie in fase di montaggio o riparazione, in particolare nei casi di sbalzi con tiranti provvisori o definitivi, di strutture con sezione a cassone ed appoggi puntuali, di travi o altri elementi da controventare.

5.2.3.1.3. STATI LIMITE ULTIMI

Si verificherà la sicurezza nei confronti dello stato limite di rottura, per formazione di meccanismo e di instabilità imponendo che:

- nello *stato limite di rottura*

$$E_d = S_d \leq R_d$$

essendo S_d la distribuzione di sollecitazioni generate nella struttura da ogni combinazione delle azioni di progetto presa in considerazione e R_d quella delle corrispondenti resistenze di progetto:

- nello *stato limite per formazione di meccanismo*

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, generano l'instaurarsi di un meccanismo cinematico;

- nello *stato limite di instabilità*

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, inducono, per effetti del secondo ordine, instabilità globale della struttura o delle sue membrature.

5.2.3.1.3.1. Calcolo degli effetti delle azioni

Il calcolo dovrà condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in 5.2.2.

5.2.3.1.3.2. Calcolo delle resistenze

La resistenza di calcolo dell'acciaio si assume pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Ed}$$

essendo f_{yk} il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come indicato nel capitolo 11, e $\gamma_m = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale, mentre γ_{Ed} è il coefficiente di modello.

I valori del coefficiente γ_{Ed} sono riportati nella tabella 5.2-V, intendendo doversi assumere il valore $\gamma_{Ed} = 1$ per i casi ivi non esplicitamente considerati.

Tabella 5.2.V

	Elemento o tipo di verifica	γ_{Ed}
Per il materiale	Sezioni di classe 1-2-3-4	1,05
	Fenomeni di instabilità	1,05
	Resistenza sezioni nette	1,09
	Resistenza diaframmi e controventi	1,09
Per i collegamenti	Bulloni	1,09
	Saldature	1,09
Per scorrimento unioni ad attrito	Stato limite ultimo	1,09
	Stato limite di servizio	1,09
Per la resistenza a fatica (punto 5.2.3.1.4.)		1,09
Per la fragilità	Non saldate	1,00
	Saldate	1,25

Il Committente e il Progettista, di concerto, fatti salvi i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme, possono utilizzare valori diversi per γ_{Ed} giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.1.4. Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d e R_d rispettivamente gli effetti di fatica prodotti dalle azioni di progetto e la resistenza a fatica, ovvero, indicando come indicatore di danno il rapporto $D_d = E_d / R_d$, imponendo che

$$D_d \leq 1$$

valutando D_d come indicato nei successivi paragrafi e adottando un coefficiente di sicurezza parziale per le azioni $\gamma_{FF} = 1,0$. Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è di regola necessaria, salvo i casi di membrature cui sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti, o sottoposte a forti oscillazioni dall'azione del vento o della folla.

5.2.3.1.4.1. Carichi ad ampiezza costante

Per i carichi ad ampiezza costante si assumerà:

$$D_d = \gamma_M \Delta_{tens,d} / \Delta_R$$

essendo

$\Delta_{tens,d}$ il campo di variazione delle tensioni normali o tangenziali indotta dalle azioni di progetto,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.



5.2.3.1.4.2. Carichi ad ampiezza variabile

Per carichi ad ampiezza variabile definiti da uno spettro di progetto la resistenza a fatica potrà essere valutata con il metodo del danno cumulativo.

Quando la massima escursione tensionale dovuta ai carichi di progetto ad ampiezza variabile sia più alta del limite di fatica ad ampiezza costante, l'indicatore di danno dovrà valutarsi alternativamente con il criterio del danneggiamento cumulativo o con quello dell'ampiezza costante equivalente, come di seguito indicato.

a) criterio del danneggiamento cumulativo

Si assumerà

$$D_d = \sum (n_i / N_i)$$

essendo

- n_i il numero di cicli di ampiezza $\Delta_{\text{tens},d,i}$ delle tensioni normali o tangenziali indotte dalle azioni di progetto durante la vita di progetto richiesta,
- N_i il numero di cicli di ampiezza $\gamma_M \Delta_{\text{tens},d,i}$ che causa il collasso a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibili dalle curve di resistenza a fatica, con γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

b) criterio dell'ampiezza costante equivalente

Si assumerà

$$D_d = \gamma_M \Delta_{\text{tens},E} / \Delta_R$$

essendo

- $\Delta_{\text{tens},E}$ il campo di variazione delle tensioni equivalente, ad ampiezza costante, che, per un assegnato numero di cicli, porta allo stesso danneggiamento cumulativo dello spettro di progetto,
- Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, per lo stesso numero di cicli usato per determinare $\Delta_{\text{tens},E}$,
- γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale cricca.

Nel caso di dettagli costruttivi per i quali sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali saranno riferite alle *tensioni nominali*, vale a dire alle tensioni nel metallo base in prossimità della potenziale cricca calcolate in accordo alla teoria della resistenza elastica dei materiali, senza tener conto degli effetti di concentrazione delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle *tensioni geometriche o di picco*, vale a dire alle tensioni massime principali nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, tenendo conto degli effetti delle concentrazioni di tensione dovute alla geometria globale del particolare dettaglio costruttivo, escludendo però gli effetti di concentrazioni locali dovuti alla geometria della saldatura ed alle discontinuità nella stessa e nel metallo base adiacente, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici.

5.2.3.2. Verifiche agli stati limite di servizio

Le verifiche devono essere condotte confrontando con i valori limite ammissibili quelli calcolati modellando la struttura in modo da tener conto di tutti i fattori che ne possono influenzare la risposta nel comportamento che si analizza, quali la temperatura, le rigidità torsionali e a taglio, i cedimenti differenziali, gli effetti del secondo ordine, le rigidità effettive dei nodi, imperfezioni geometriche significative e le eccentricità non intenzionali.

Le azioni devono essere scelte con intensità, distribuzione e caratteristiche il più possibile aderenti alla situazione della struttura in esercizio, nonché critiche per il tipo di prestazione che si intende analizzare.

Per le caratteristiche dei materiali si farà riferimento ai valori definiti in 5.2.3.1.3.2.

I valori limite indicati nel seguito possono essere modificati quando concordati dal progettista con il committente. Valori più rigorosi potranno comunque essere adottati quando giustificati dalle peculiarità della costruzione e dei materiali non strutturali.

5.2.3.2.1. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme. Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot \gamma_{ECi} \cdot G_{ki} + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot \gamma_{Qj} \cdot \gamma_{EQj} \cdot Q_{kj}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot \gamma_{ECi} \cdot G_{ki} + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot \gamma_{Qj} \cdot \gamma_{EQj} \cdot Q_{kj}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

dove:

G_{ki} , P_{kh} , Q_{k1} , Q_{kj} sono definiti al punto 5.2.3.1.1.;

γ_{Gi} , γ_{Qj} , γ_{Ph} rappresentano i coefficienti parziali, così come definiti nella tabella 5.2-V;

γ_{ECi} , γ_{EQj} , γ_{EPH} rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, così come definiti nella tabella 5.2-VI;

ψ_{11} sono i coefficienti atti a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.

ψ_{2j} sono i coefficienti atti a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.



È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni di calcolo F_j da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

Tabella 5.2-V

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,0	0,9
γ_{Gk}	1,0	0
γ_{Fk}	1,0	0,9

Tabella 5.2-VI

γ_{Eij}	1
γ_{LDi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPk}	1

Per gli edifici di civile abitazione e per i carichi variabili, in mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati nella Tabella 5.2-IV e ai coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} i valori riportati nella Tabella 5.2-VII (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano gli specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-VII

Azione	ψ_{1i}	ψ_{2i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
Variazioni termiche	0,5	0
Vento	0,2	0
Neve	0,3	0,1

Per tutte le azioni variabili non contemplate nella Tabella 5.2-VII, si deve assumere $\psi = 1,0$, ovvero dimostrare la ragionevolezza di valori inferiori all'unità.

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

È opportuno sottolineare come, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio tra le azioni variabili da prendere in considerazione debbano essere contemplate anche le azioni di tipo ambientale, quali, ad esempio, l'effetto di agenti chimico-fisici, facendo riferimento (per l'individuazione delle varie azioni) a quanto indicato in apposita letteratura tecnica;

5.2.3.2.2. STATO LIMITE DI SPOSTAMENTI

Il valore massimo dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo

- δ_{\max} lo spostamento massimo (freccia) riferito alla retta congiungente due sezioni consecutive di momento flettente nullo.
- δ_1 lo spostamento dovuto ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione degli stessi,
- δ_2 la variazione dello spostamento dovuta ai carichi variabili e ad eventuali variazioni nel tempo di quelli prodotti dai carichi permanenti.

5.2.3.2.3. SPOSTAMENTI VERTICALI

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i limiti per δ_{\max} e δ_2 sono da assumersi per combinazioni frequenti delle azioni, pari a frazioni della luce l definita come la distanza fra due sezioni di momento nullo o, nel caso di mensole, pari al doppio della loro lunghezza.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Committente o il Progettista possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.4. SPOSTAMENTI LATERALI

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni frequenti delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Committente o il Progettista possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.5. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONI DELL'ANIMA

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambi di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

A tal fine le deformazioni laterali delle anime dovranno essere verificate per le combinazioni frequenti delle azioni nei riguardi sia della possibilità di instabilità trasversale dell'anima nel suo complesso che della instabilità locale dovuta alle azioni indotte dalla curvatura delle piattabande o da carichi concentrati su queste ultime.

5.2.3.2.6. STATO LIMITE DI VIBRAZIONI

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

5.2.3.2.6.1. Edifici

Nel caso di solai praticati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve essere minore di 3 cicli/sec.



Nel caso di solai soggetti movimenti ciclici la frequenza naturale più bassa non deve essere inferiore a 5 cicli/sec. In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni. Il Committente e/o il Progettista potranno utilizzare criteri e rispettare limitazioni con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.2. Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I carichi ciclici provocano nella struttura una risposta dinamica con vibrazioni. Per garantire un livello tollerabile di vibrazioni, si assume come indice di percezione delle vibrazioni il parametro I_v

$$I_v = 0,8 f_0^2 d / \sqrt{(1 + 0,032 f_0^2)}$$

essendo

f_0 la frequenza del primo modo di vibrare verticale della struttura in cicli/sec

d l'ampiezza della vibrazione in mm

che, per velocità massima di 130 km/h, diventa

$$I_v = 7,2 v f_0 / \sqrt{(1 + 0,032 f_0^2)}$$

Per garantire un livello tollerabile di percezione delle vibrazioni si assumerà per tale indice un limite pari a

10 per ponti stradali

4 per ponti stradali con limitato traffico pedonale (extra urbani)

2 per passerelle pedonali o ponti stradali con significativo traffico pedonale (urbani).

Per i ponti ferroviari vale invece quanto indicato in 6.3.

Il Committente e/o il Progettista possono utilizzare metodologie e limitazioni diverse con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.3. Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, etc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni nel piano che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

5.2.3.2.7. Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue da processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura, producano concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate che comunque non affiggono la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati ultimi a meno di situazioni di instabilità delle membrature o rotture per fatica a basso numero di cicli. A fronte di tali eventualità ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche qualora il comportamento della struttura sia significativamente diverso da quello lineare.

Qualora si adotti una analisi plastica globale della struttura allo stato limite ultimo occorre verificare l'eventualità che si abbia anche una ridistribuzione plastica di forze e

momenti allo stato limite di servizio, controllando in tal caso che tale condizione non sia di carattere ripetuto e tenendone comunque conto nel calcolo delle deformazioni da limitare.

5.2.3.3. Metodi di verifica semplificati

Il progettista deve prestare particolare attenzione al soddisfacimento delle ipotesi assunte alla base dei metodi tensionali di cui al punto 2.8 e, in particolare, all'ipotesi di linearità tra le azioni applicate e le sollecitazioni.

5.2.3.3.1. MODALITÀ DI VERIFICA SEMPLIFICATE

Deve essere verificata la sicurezza nei confronti dell'equilibrio globale, della resistenza per rottura dei materiali o per instabilità, della fatica, e la idoneità funzionale in esercizio, valutando in ogni caso le azioni e le loro combinazioni come indicato nel punto 5.2.3.3.2.

L'analisi strutturale è condotta con metodo elastico, determinando in tal modo sia la capacità resistente delle sezioni, come indicato in 5.3.2.2, che lo stato di sollecitazione nelle varie parti della struttura.

Le verifiche di equilibrio globale e quelle di fatica sono condotte come indicato nei punti 5.2.3.1.2. e 5.2.3.1.4.

Le verifiche di resistenza si effettuano determinando gli stati tensionali nei materiali ed imponendo che in ogni caso non vengano superati i valori massimi delle resistenze di calcolo indicate in 5.2.3.3.3.

Le verifiche di funzionalità in esercizio si conducono come indicato in 5.2.3.2 con le azioni valutate come in 5.2.3.3.2.

5.2.3.3.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni (carichi, distorsioni, variazioni termiche) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni devono essere combinate come di seguito indicato:

$$F_d = \sum_{i=1}^m G_{ki} + \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l P_{kh}$$

dove:

F_d rappresenta la combinazione di carico;

i simboli $+$ e \sum indicano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi;

G_{ki} rappresenta il valore caratteristico (o nominale) della i -esima azione permanente;

P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima forza di precompressione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

γ_{Qi} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

ψ_{0i} da assumere uguali ad 1, uguali a 0 solo nel caso in cui il contributo del carico variabile sia a favore di sicurezza;



ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni F_{ij} da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

In mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati in Tabella 5.2-IV.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

5.2.3.3.3. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Nelle verifiche di resistenza a rottura del materiale si assume

- per tensioni normali $\sigma_d = f_{yk}/1.5$
- per tensioni tangenziali $\tau_d = f_{yk}/1.5\sqrt{3}$.

Nel caso di presenza contemporanea di tensioni normali e tangenziali la verifica si effettua riconducendo lo stato tensionale effettivo ad uno monoassiale equivalente ai fini della sicurezza caratterizzato da una tensione normale ideale da valutarsi, nel caso più generale di stato tensionale triassiale, come

$$\sigma_{d1} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{xz}^2 + 3\tau_{yz}^2}$$

Nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio le tensioni σ_d e τ_d si assumeranno pari a

$$\begin{aligned}\sigma_d &= \sigma_c/1.5 \\ \tau_d &= \tau_c/1.5\end{aligned}$$

essendo σ_c e τ_c i massimi valori nominali delle tensioni corrispondenti alla situazione di collasso della struttura, di una membratura o di parti di esse e quindi dedotti mediante l'impiego di modelli e/o analogie numerici e/o sperimentali che prendano in dovuta considerazione il comportamento elastoplastico del materiale e le imperfezioni geometriche e strutturali potendosi a tal fine fare univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate dal progettista in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

5.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ACCIDENTALI

Per situazioni progettuali accidentali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenario di danno per i quali i γ dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

5.2.6. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

5.2.6.1. Generalità

Quando si ritiene che il modello di calcolo non sia sufficiente a descrivere correttamente il comportamento della struttura o di suoi componenti, la verifica della sicurezza potrà essere condotta sostituendo o integrando le calcolazioni teoriche con risultati sperimentali.

Dai risultati delle prove verrà ricavato il valore caratteristico R_{ks} delle resistenze dell'elemento strutturale.

La verifica di sicurezza si effettuerà quindi imponendo che il valore di progetto delle resistenze sia maggiore o eguale al valore del corrispondente effetto di progetto, vale a dire controllando che

$$R_{ds} = R_{ks} / \gamma_M \geq E_d$$

essendo γ_M il coefficiente pari a quello corrispondente alla modalità di rottura dell'elemento strutturale.

5.2.6.2. Pianificazione ed esecuzione delle prove

Il progettista dovrà predisporre un dettagliato programma delle prove, indicando lo scopo delle stesse, le direttive e le specifiche necessarie per la scelta e la preparazione dei campioni, i controlli da effettuarsi prima dell'inizio delle prove, le modalità di esecuzione delle stesse e di effettuazione delle misure.

5.2.6.3. Documentazione

La sperimentazione dovrà essere dettagliatamente documentata con

- programma delle prove
- descrizione e specifiche dei campioni
- dettagli delle configurazioni di prova
- modalità di esecuzione delle prove
- rapporto sulle misurazioni effettuate
- valutazione e interpretazione dei risultati.

5.2.7. COLLEGAMENTI

5.2.7.1. Generalità

I collegamenti devono avere una resistenza di progetto in grado di garantire che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti di progetto.

I coefficienti parziali di sicurezza per valutare le resistenze di progetto sono quelli indicati in Tabella 4.



5.2.7.2. Dimensionamento

5.2.7.2.1. SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo si valuteranno con i criteri indicati in 5.2.2, considerando gli effetti del secondo ordine, delle imperfezioni e della deformabilità dei collegamenti nel caso di collegamenti semi-rigidi.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite in modo realistico e razionale nei singoli elementi costituenti il collegamento a condizione che

- le azioni così ripartite fra gli elementi del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza dei singoli elementi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione non superino la capacità di deformazione dei singoli elementi del collegamento per evitare il pericolo di un collasso prematuro a catena;

5.2.7.2.2. RESISTENZE

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni sarà assunta pari al minore dei valori della resistenza di progetto a taglio del gambo e la resistenza di progetto a rifollamento.

La resistenza a trazione dei bulloni si assumerà pari al minore dei valori della resistenza a trazione del bullone e della resistenza a punzonamento della testa del bullone e/o del dado.

La sicurezza di un bullone soggetto contemporaneamente a taglio e trazione si verificherà adottando equazioni in cui siano combinate le azioni semplici di progetto di taglio e trazione con le relative resistenze di progetto.

La resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone e adottando un coefficiente di attrito pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco,
- 0,30 in tutti gli altri casi.

Coefficienti di attrito più favorevoli potranno essere utilizzati solo a seguito di indagini sperimentali su collegamenti di tipologia e dimensioni analoghe a quelle in esame.

5.2.7.3. Intersezioni

I componenti che convergono in un giunto devono di norma essere posizionati in modo che i loro assi baricentrici convergano in un punto.

Quando ciò non accade, le conseguenti eccentricità devono essere tenute in considerazione, ad eccezione dei casi di particolari tipi di strutture per le quali sia stato dimostrato che ciò non è necessario.

5.2.7.4. Collegamenti soggetti a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e così sollecitati devono adottarsi giunzioni saldate, bulloni con dispositivi anti-allentamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

5.2.8. REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

5.2.8.1. Premesse e generalità

I requisiti di seguito specificati devono intendersi i minimi richiesti per strutture soggette a prevalenti carichi statici.

Per strutture soggette a prevalenti fenomeni di fatica deve prendersi in considerazione la necessità di requisiti più elevati o addizionali.

Deve essere fornita una specifica di progetto contenente i dettagli di tutti i requisiti per i materiali, la fabbricazione, il montaggio, i controlli e l'accettazione necessari ad assicurare la conformità alle ipotesi di progetto.

5.2.8.2. Acciaio incrudito

È proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o accidentali, etc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

5.2.8.3. Preparazione del materiale

Qualsiasi raddrizzatura o sagomatura deve essere eseguita con metodi che non riducano le proprietà del materiale al di sotto di quelle specificate.

Le strutture zincate dovranno essere raddrizzate o sagomate nuovamente, qualora necessario, per soddisfare i limiti di tolleranza specificati.

Le superfici e i bordi dovranno essere esenti da difetti che possano compromettere l'efficacia del metodo di protezione superficiale previsto.

Per le superfici di appoggio a contatto devono essere specificati i livelli di qualità della spianatura necessari per trasmettere le forze di progetto.

Qualsiasi trattamento speciale per gli smussi dovrà essere esplicitamente indicato nelle specifiche di progetto.

5.2.8.4. Tolleranze

Le tolleranze sono gli scostamenti limite degli elementi strutturali rispetto alla geometria teorica di progetto e vanno indicate dal progettista distinguendo le tolleranze di montaggio da quelle di fabbricazione.

Quando gli scarti superano le tolleranze il calcolo strutturale deve essere riferito alla nuova geometria.

5.2.8.4.1. TOLLERANZE DI MONTAGGIO

Per la definizione delle tolleranze di montaggio ammissibili, il progettista potrà fare riferimento ai valori forniti da codici di riconosciuta affidabilità purché congruenti con le ipotesi di calcolo assunte nella progettazione.

5.2.8.4.2. TOLLERANZE DI FABBRICAZIONE

Le tolleranze di fabbricazione devono garantire la costruibilità dell'opera senza indurre forzature e stati di coazione nei collegamenti ovvero negli elementi strutturali. I loro valori devono rispettare quanto indicato in proposito nel capitolo 11.



5.2.8.5. Composizione degli elementi strutturali

5.2.8.5.1. SPESSORI LIMITE

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

5.2.8.5.2. IMPIEGO DEI FERRI PIATTI

L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiere, per anime e relativi coprighiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a stati di tensione biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

5.2.8.5.3. VARIAZIONI DI SEZIONE

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche.

In ogni caso si deve tener conto degli effetti dell'eccentricità.

Nelle lamiere o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco le concentrazioni di sforzo in corrispondenza di angoli vivi rientranti debbono essere evitate mediante raccordi i cui raggi sono indicati nei disegni di progetto.

5.2.8.5.4. GIUNTI TIPO MISTO

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo ovvero sia dimostrato per via sperimentale o numerica che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

5.2.8.6. Unioni a taglio con bulloni normali

5.2.8.6.1. BULLONI

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella della parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. Qualora resti compreso nel foro un tratto filettato se ne deve tenere adeguato conto nelle verifiche di resistenza.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8.8 e 10.9 è sufficiente l'adeguato serraggio.

5.2.8.6.2. TOLLERANZE FORO – BULLONE. INTERASSI DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

I fori devono avere un diametro uguale a quello del bullone maggiorato non più di 1 mm per diametri del bullone inferiori a 20 mm. e di 1,5 mm per diametri dei bulloni superiori a 20 mm.

In rapporto al diametro d dei bulloni, ovvero al più piccolo t_1 tra gli spessori collegati dai bulloni, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

- per le file prossime ai bordi:

$$10 \geq p/d \geq 3$$

$$3 \geq a/d \geq 2$$

$$3 \geq a_1/d \geq 1,5$$

$$p/t_1 \quad 15 \text{ per gli elementi compressi}$$

$$p/t_1 \quad 25 \text{ per gli elementi tesi}$$

$$a/t_1 \quad \leq 6 (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

$$a_1/t_1$$

dove:

p è la distanza tra centro e centro di bulloni contigui;

a è la distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

a_1 è la distanza come la precedente a , ma ortogonale alla direzione dello sforzo;

t_1 è il minore degli spessori degli elementi collegati.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 12$$

Il Committente e/o il Progettista possono essere utilizzati valori diversi di quelli sopra indicati purché questi ed i conseguenti metodi di verifica del collegamento bullonato, possono essere giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.8.7. Unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza

5.2.8.7.1. BULLONI

I bulloni, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo impresso, il marchio di fabbrica e la classificazione secondo la UNI EN 20898.

5.2.8.7.2. INTERASSE DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

Valgono le limitazioni di cui al punto 5.2.8.6.2.

5.2.8.8. Unioni saldate

Le saldature devono essere previste eseguite con uno dei procedimenti indicati nel Capitolo 11.

È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché garantiti da adeguata documentazione tecnica.



Le saldature dovranno in ogni caso essere sottoposte a controlli non distruttivi finali al fine di accertare la rispondenza ai livelli di qualità richiesti dal progetto.

L'entità ed il tipo di controlli sono definiti nel capitolo 11.

5.2.8.9. Unioni per contatto

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane ed ortogonali all'asse delle membrature collegate.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la piallatrice, la fresatrice o la molatrice.

Per le membrature munite di flange di estremità si devono distinguere i seguenti casi:

- per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente la spianatura alla pressa o con sistema equivalente;
- per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;
- per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

- per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;
- per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

5.2.8.10. Apparecchi di appoggio

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio deve essere condotto tenendo conto del comportamento di tali dispositivi caratterizzato da duttilità molto bassa in confronto a quella generalmente posseduta dalla struttura metallica da essi vincolata, ad esempio incrementando opportunamente le sollecitazioni di progetto ricavate dal calcolo per tener conto delle minori capacità dissipative.

5.2.8.11. Cavi, barre e funi

Il dimensionamento di tali elementi strutturali dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali che per il comportamento e i dettagli costruttivi e potrà essere condotto con univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata, nel rispetto comunque di quanto indicato nel capitolo 2 e nei paragrafi 5.2.3., 5.2.4. e 5.2.5. Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.8.12. Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere idoneamente protetti tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere parti-

colarmente protetti gli elementi dei giunti ad attrito, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto. Il progettista prescriverà il tipo e le modalità di applicazione della protezione, che può essere di pitturazione e di zincatura a caldo.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere pitturati: possono essere invece zincati a caldo.

5.2.9. CRITERI DI DURABILITÀ

5.2.9.1. Generalità

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché quest'ultima conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrassessori, le misure protettive e definite le operazioni manutentive ed il programma di attuazione delle stesse.

5.2.9.2. Dettagli costruttivi

Deve essere garantita una facile ispezionabilità dei collegamenti critici ai fini della sicurezza.

Tutti i dettagli costruttivi non devono favorire l'innescarsi di processi corrosivi o consentire di eliminarli o minimizzarli quando già iniziati.

In particolare dovrà evitarsi la possibilità di accumulo di sporcizia e materiale umido, curarsi la possibilità di adeguata evacuazione delle acque, evitarne per quanto possibile i ristagni e le infiltrazioni attraverso i giunti e comunque prevederne la raccolta.

5.2.9.3. Misure protettive

La resistenza alla corrosione deve garantirsi con la verniciatura delle superfici oppure adottando acciai inossidabili o sottoponendo le membrature a processi di galvanizzazione o con altri procedimenti di comprovata affidabilità.

La verniciatura deve essere definita in progetto con riferimento al numero degli strati, alla composizione, spessore e qualità di aderenza al supporto degli stessi, avendo cura di garantire la necessaria possibilità di ispezione e accesso materiale per gli interventi di pulizia e riverniciatura.

Le superfici di calcestruzzo a contatto con gli elementi metallici dovranno essere impermeabilizzate con l'adozione di un trattamento definito in progetto in quanto a caratteristiche materiali, proprietà di aderenza e modalità di messa in opera.

Gli interni di grandi strutture a cassone, ove previsto dai piani di manutenzione, devono essere accessibili, ventilate ed illuminate, con accessi che impediscano l'instaurarsi di condizioni di umidità e di sporcizia, prevedendo comunque trattamenti protettivi analoghi a quelli delle superfici esterne. In ambienti molto aggressivi deve prendersi in considerazione l'installazione di dispositivi che mantengano l'umidità al di sotto dei limiti per i quali può iniziarsi il fenomeno corrosivo e comunque non superiore a un'umidità relativa del 40%.



Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità dovranno prevedersi, rispetto ai valori risultanti dal dimensionamento, sovrappessori di 2 mm in ambienti aggressivi per costruzioni con vita utile fino a 100 anni.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata, cosiddetti acciai autoprotetti, devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante pellicole di verniciatura.

Per le parti inaccessibili e per i profilati a sezione chiusa dovranno prevedersi sovrappessori pari al 50% di quelli da adottarsi per acciai non autoprotetti.

5.3. COSTRUZIONI DI LEGNO

5.3.1. OGGETTO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti di legno naturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) e da strutture portanti realizzate con elementi di legno assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno).

La norma prende in esame i requisiti di resistenza meccanica, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Gli aspetti esecutivi vengono trattati nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti da impiegare ed il livello della lavorazione in cantiere siano conformi alle ipotesi assunte dalle regole di progettazione. Gli aspetti esecutivi, la lavorazione ed il montaggio sono trattati nel punto 5.3.5, i cui contenuti devono considerarsi come requisiti minimi.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno, in funzione degli stati di degrado.

5.3.2. NORME DI CALCOLO

5.3.2.1. Criteri generali

5.3.2.1.1 MODALITÀ DI ANALISI

Le strutture di legno, devono essere progettate, costruite e collaudate per i carichi definiti dalle presenti norme e con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite. Le verifiche dovranno essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

L'analisi della struttura ed il calcolo delle azioni interne nelle sezioni sotto le azioni agenti, si potrà fare ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori medi dei parametri di rigidità sia dei materiali che delle unioni.

Per tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di calcolo elasto-plastici per il calcolo degli effetti delle azioni e delle resistenze.

In presenza di giunti meccanici si dovrà, di regola, considerare l'influenza della rigidità degli stessi.

Per strutture composte da parti che hanno un diverso comportamento reologico, le verifiche andranno effettuate sia nello stato iniziale che in quello finale.

In fase di progettazione possono essere adottati metodi di verifica differenti rispetto a quelli contenuti nelle presenti norme tecniche ovvero basati su risultati sperimentali ottenuti da campioni statistici rappresentativi; i livelli di sicurezza devono comunque rispettare i limiti di cui al Capitolo 2.



5.3.2.1.2 AZIONI DI CALCOLO E CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella 5.3.1.

Le classi di durata del carico sono caratterizzate dall'effetto di un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe

appropriata deve essere determinata in funzione di una stima dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Tabella 5.3.1- Classi di durata del carico

Classe di durata del carico
Permanente
Variabili di lunga durata
Variabili di breve durata

Ai fini del calcolo i diversi carichi potranno in genere essere attribuiti alle classi di durata di seguito indicate:

- peso proprio e carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura: classe di durata permanente;
- carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e carichi variabili in generale: classe variabile di lunga durata;
- azioni del vento, neve, sisma, termiche e azioni accidentali: classe di breve durata.

5.3.2.1.3 RESISTENZA DI CALCOLO

Le strutture devono essere assegnate ad una delle classi di servizio sotto elencate. Il sistema di classi di servizio è destinato all'assegnazione di valori di resistenza ed al calcolo delle deformazioni in condizioni ambientali definite:

Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno (ad esempio: strutture al chiuso in zone asciutte).

Classe di servizio 2: condizioni climatiche che prevedono alta percentuale di umidità (ad esempio: strutture al chiuso in presenza di forti concentrazioni di umidità e condense, strutture all'esterno esposte a precipitazioni atmosferiche, o comunque all'acqua).

La durata del carico e l'umidità del materiale influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo X_d della resistenza del materiale viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M \cdot \gamma_{R,d}}$$

dove i simboli sono definiti come segue:

- X_k valore caratteristico a trazione, compressione e taglio di cui al Cap.11 ovvero determinato sulla base di prove sperimentali;
- γ_M coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale, indicato nella tabella 5.3.2;
- $\gamma_{R,d}$ coefficiente di modello che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura, indicato nella tabella 5.3.3.



Tabella 5.3.2 - Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_M)**Stati limite ultimi**

- combinazioni fondamentali

legno	1,35
legno lamellare	1,35
compensato	1,35
LVL	1,35
unioni	1,35

Stati limite di esercizio

1,0

Tabella 5.3.3 - Valori di $\gamma_{R,d}$

Classe di durata del carico	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio, legno lamellare incollato, compensato ed LVL		
Permanente	1,7	2,0
Variabili di lunga durata	1,4	1,8
Variabili di breve durata	1,10	1,4

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di $\gamma_{R,d}$ che corrisponde alla azione di minor durata.

5.3.2.2 Stati limite di esercizio**5.3.2.2.1 GENERALITÀ**

La deformazione istantanea, u_{inst} , provocata da un'azione, può essere calcolata usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza per le membrature, e il valore istantaneo del modulo di scorrimento per lo stato limite di esercizio K_{ser} per le unioni, determinato mediante prove sperimentali secondo il metodo per la determinazione di k_s (= K_{ser}) indicato nella EN 26891 o secondo le modalità di calcolo fornite nelle Istruzioni per l'applicazione delle previste Norme Tecniche.

Detta u'_{ist} la deformazione istantanea calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, la deformazione differita assumerà il valore:

$$u_{\text{diff}} = u'_{\text{ist}} \cdot k_{\text{def}}$$

dove k_{def} è un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto all'effetto combinato della viscosità e dell'umidità; si possono utilizzare i valori k_{def} riportati nel tabella 5.3.4.

Per le unioni verrà assunto per k_{def} un valore doppio del valore attribuito secondo il prospetto 5.3.4 al legno su cui opera l'unione stessa.

5.3.2.2.2 SCORRIMENTO NELLE UNIONI

Nel calcolo delle deformazioni si deve considerare l'effetto dello scorrimento delle unioni.

Tabella 5.3.4 - Valori di k_{del} per legno massiccio, legno lamellare e compensato.

Tipi di legno	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio	0,60	2,00
Lamellare incollato, L.VL.	0,60	2,00
Compensato	0,80	2,50

Nota. Per il legno massiccio posto in opera all'umidità corrispondente al punto di saturazione o vicino ad esso, e che sia con probabilità soggetto al processo di essiccazione sotto carico, il valore di k_{del} sarà aumentato di 1,0.

5.3.2.3 Stati limite ultimi - Verifiche di resistenza

Per la verifica della sicurezza e delle prestazioni delle opere, si utilizzerà il metodo tensionale, di cui al paragrafo 2.8.

Le tensioni interne saranno calcolate nell'ipotesi di conservazione delle tensioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura, mentre le resistenze, per i vari stati di tensione semplice o monoassiale, devono essere ricavate attraverso prove sperimentali di cui al par.11.10.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono definite al punto 5.3.2.1.3.

Per quanto sopra, gli stati limite verranno definiti attraverso gli stati tensionali ultimi.

A causa della anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di tensione e compressione andranno eseguite con riferimento alle resistenze sperimentali secondo la fibratura ovvero perpendicolare ad essa.

5.3.2.4 Stati limite ultimi - Verifiche di stabilità**5.3.2.4.1 ASTE PRESSOINFLESSE**

Oltre alle verifiche di resistenza previste al precedente punto 5.3.2.3, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità.

5.3.2.4.2 TRAVI (SICUREZZA ALLO SVERGOGLAMENTO)

Si deve tenere conto delle tensioni di flessione dovute alla curvature iniziale, alle eccentricità ed alle frecce indotte, in aggiunta a quelle dovute a qualsiasi carico laterale.

5.3.3. UNIONI**5.3.3.1 Generalità**

Le capacità portanti e le deformazioni caratteristiche dei mezzi di unione devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 26891, EN 28970, ed alle altre pertinenti norme europee. Nei casi in cui le norme pertinenti descrivano sia prove a compressione che prove a trazione, si devono utilizzare i risultati delle prove a trazione.



5.3.3.2 Capacità portante di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico: regole generali

5.3.3.2.1 TIPOLOGIE

I mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico sono costituiti, in linea generale, da chiodi, bulloni e viti.

5.3.3.2.2 CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA

Per la determinazione della capacità portante del collegamento elementare potrà farsi riferimento a norme specifiche di comprovata validità.

5.3.3.2.3 SCORRIMENTO NEI PIANI DI TAGLIO

In presenza di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico il modulo istantaneo di scorrimento K_u , in ciascun piano di taglio e per ogni mezzo di unione, per la verifica allo stato limite ultimo, sarà ricavato come: $K_u = 2/3 K_{scr}$.

5.3.3.2.4 UNIONI LEGNO-LEGNO E PANNELLI-LEGNO

La capacità portante caratteristica per ciascun piano di taglio e mezzo di unione, nelle unioni legno-legno e pannelli-legno, realizzate con i mezzi di unione, sarà assunta come il minimo tra i valori ottenibili dalle diverse possibili modalità di rottura. Si potrà fare riferimento a quanto riportato in norme specifiche di comprovata affidabilità.

5.3.3.2.5 UNIONI ACCIAIO-LEGNO

Dovrà tenersi in considerazione nella definizione delle modalità di rottura dello spessore di piastra (piastra sottile o piastra grossa).

5.3.3.2.6 UNIONI A PIÙ SEZIONI RESISTENTI

Nelle unioni a più sezioni resistenti la capacità portante totale sarà determinata calcolando la somma delle capacità portanti minime per ciascuna sezione resistente, inquadrata nei casi precedentemente esaminati.

5.3.3.2.7 ELEMENTI DI COLLEGAMENTO ALLINEATI

La capacità portante di più elementi di collegamento allineati è in generale minore della somma delle capacità portanti dei singoli elementi:

Per il calcolo del fattore riduttivo si potrà fare riferimento, per i casi più comuni, a norme specifiche di comprovata validità.

Se il carico in una unione viene trasferito da più di un tipo di mezzi di unione, si deve tenere conto dell'effetto delle differenti proprietà di rigidezza dei mezzi di unione stessi.

5.3.3.3 Unioni realizzate con connettori di tipo speciale

5.3.3.3.1 GENERALITÀ

È ammesso l'impiego di sistemi di connessione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza compatibile con quanto previsto nella presente normativa.

5.3.4. SISTEMI STRUTTURALI

5.3.4.1 Travi assemblate meccanicamente

5.3.4.1.1 GENERALITÀ

In presenza di elemento ligneo monodimensionale composto da più elementi accostati e tra loro connessi a mezzo di unione di tipo meccanico, le verifiche sull'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A questo scopo è ammesso modellare il comportamento delle unioni con relazioni lineari tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà seguire i metodi della scienza delle costruzioni, ovvero seguire approcci comprovati da idonea sperimentazione diretta o da qualificata letteratura tecnica/scientifica. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate nelle normative pertinenti per ciascun singolo materiale.

La verifica dello stato tensionale dovrà essere effettuata almeno alla deformazione istantanea ed alla deformazione finale, adottando gli appropriati valori di k_{def} , desunti dal prospetto 5.3.4.

5.3.4.1.2 UNIONI LEGNO-CALCESTRUZZO IN TRAVI COMPOSITE

La capacità portante e la rigidezza dell'unione devono in genere essere determinati per via sperimentale. Nei casi di seguito indicati non sono richieste le prove sperimentali.

5.3.4.1.2.1 Mezzi di unione a gambo cilindrico sollecitati lateralmente

La resistenza delle unioni con viti, spinotti bulloni e chiodi con gambo a scanalatura anulari o ad elica, inseriti perpendicolarmente al piano di scorrimento, sarà calcolata con riferimento alle unioni legno-acciaio con piastre "grosse".

Nel caso di uno strato intermedio non strutturale fra legno e calcestruzzo, i parametri di resistenza e rigidezza devono essere determinati mediante una speciale analisi oppure mediante prove.

5.3.4.2 Travature reticolari

Le strutture reticolari dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi a telaio, tenendo in considerazione la deformabilità dei giunti e l'eventuale eccentricità dei collegamenti.

Tuttavia ai fini delle verifiche di resistenza, quando la dimensione massima trasversale delle singole aste sia non superiore a 1/10 della altezza massima della travatura reticolare, ai fini del calcolo degli sforzi normali negli elementi si può assumere un modello di calcolo che prevede, se staticamente ammissibile, in ogni nodo una cerniera con scorrimenti nelle unioni trascurabili.

5.3.4.3 Diaframmi portanti

Questa sezione si riferisce alla resistenza di lastra nel proprio piano di diaframmi piani costituiti da fogli di materiale derivato dal legno fissati ad un telaio di legno tramite mezzi di unione meccanici.



5.3.4.3.1 DIAFRAMMI PER TETTE SOLAI

La capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei fogli può essere aumentata con un fattore 1,2 rispetto ai valori di capacità ultima propri del mezzo di unione. L'interasse dei mezzi di unione non potrà comunque superare 160 mm.

5.3.4.3.2 DIAFRAMMI PER PARETI

Questa sezione si riferisce alla resistenza nel proprio piano di diaframmi caratterizzati da comportamento a mensola verticale. Tali diaframmi consistono di pannelli intelaiati, formati cioè da fogli di materiale derivato dal legno, fissati tramite mezzi di unione meccanici ad uno oppure ad entrambi i lati di un telaio di legno.

Dovrà comunque essere assicurata la stabilità della mensola contro il sollevamento di base.

La capacità portante F_k (resistenza di lastra) sotto una forza che agisce in sommità di un pannello sarà determinata a mezzo di opportune calcolazioni teoriche oppure facendo ricorso ai risultati di prove su strutture-prototipo.

Si potrà fare riferimento a norme specifica di comprovata validità.

5.3.4.4 Controventamento

5.3.4.4.1 GENERALITÀ

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate per impedirne l'instabilità o una eccessiva deformazione.

Le forze di progetto sui controventi devono essere determinate tenendo conto della combinazione più sfavorevole di imperfezioni geometriche strutturali, di inflessioni indotte e, di carichi esterni direttamente agenti sui controventi medesimi.

5.3.5. REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE

I requisiti essenziali esposti in questo capitolo sono condizioni necessarie per l'applicabilità delle regole di progetto date in questo paragrafo.

Per tutte le membrature lo scostamento dalla rettilineità, misurato a metà della luce di instabilità, non dovrà superare 1/500 della medesima luce nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita.

Prima della costruzione il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei, anche parziali, per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale.

Sarà compito del progettista predisporre un piano di trasporto, assemblaggio e posa in opera che dovrà fornire precise istruzioni sulle modalità operative e che in particolare riporterà le verifiche di eventuali situazioni transitorie staticamente significative. Durante tutte le fasi esecutive ci si dovrà attenere strettamente alle prescrizioni del progettista.

Dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e dei controlli da effettuarsi durante l'esercizio della struttura. Il programma dovrà in particolare specificare il tipo e la frequenza dei controlli.

Tutte le informazioni necessarie per l'utilizzo in esercizio e per la manutenzione di una struttura dovranno essere messe a disposizione del responsabile della struttura finita.

5.3.6. CONTROLLI E COLLAUDO STATICO

Oltre a quanto previsto nel capitolo 8 delle presenti norme, il collaudo statico dovrà comprendere quanto di seguito specificato.

5.3.6.1 Controllo sulla produzione e sull'esecuzione

Il Direttore dei Lavori ed il Collaudatore, ciascuno per le proprie competenze, dovranno eseguire i seguenti controlli:

- esame dei risultati delle eventuali prove preliminari sui materiali;
- controllo sulle modalità produttive;
- controllo sui materiali con identificazione degli stessi;
- controllo sulla geometria e sulle dimensioni degli elementi strutturali;
- controllo sulle unioni;
- controllo sui difetti degli elementi di legno;
- controllo finale sulle strutture completate in opera.

I risultati dei controlli andranno certificati mediante documenti di accettazione.

5.3.6.2 Prove di carico

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno rispettare le modalità previste al capitolo 8 e potranno tener conto di quelle indicate nella UNI EN 380 "Strutture di legno - Metodi di prova - Principi generali per le prove di carico statico". Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le procedure da seguire potranno essere, pertanto, limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del fluage;
 - nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
 - la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni di fluage.



5.4. COSTRUZIONI IN MURATURA

5.4.1. DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura collegati tra di loro da strutture orizzontali ai piani e da opere di fondazione.

La muratura è un assemblaggio di elementi, artificiali o naturali, disposti con regolarità e collegati tra loro da malta (par. 5.4.2). I sistemi resistenti verticali (*pareti*) sono costituiti da *muri* che devono sopportare azioni verticali ed orizzontali (par. 5.4.4).

I muri sono in genere completati da elementi orizzontali nello spessore della muratura di calcestruzzo armato (*cordolo*). Gli elementi orizzontali possono essere costituiti da solai piani in cemento armato o precompresso o da strutture miste.

Per gli edifici sottoposti ad azione sismica si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 5.7.

5.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

5.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

5.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

ELEMENTI ARTIFICIALI

Per gli elementi resistenti artificiali (laterizio o calcestruzzo) da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al punto 11.9.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (elementi a foratura verticale).

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura ϕ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f . I fori devono essere distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\phi = 100 F/A$ dove:

F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A = area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Le tabelle 5.4.1 a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.



Tabella 5.4.1a *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura	f
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f < 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Tabella 5.4.1b *Classificazione elementi in calcestruzzo*

Elementi	Percentuale di foratura	f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$

ELEMENTI NATURALI

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo che deve essere non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

L'impiego di elementi provenienti da murature esistenti è subordinato al soddisfacimento dei requisiti sopra indicati, al ripristino della freschezza delle superfici a mezzo di pulitura e lavaggio delle superfici stesse ed al controllo dell'integrità strutturale dell'elemento con verifica della capacità di svolgere funzione statica.

5.4.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere *a singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o *a paramento doppio*. In questo ultimo caso è possibile considerare un comportamento monolitico se è garantito un efficace e solido collegamento tra i paramenti.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito, per le nuove costruzioni, solo nelle zone sismiche 3 e 4, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*. Nelle zone sismiche 1 e 2 può essere consentito l'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato a condizione che si realizzi la muratura *listata* che è costituita la muratura in pietra non squadrata, ma intercalata da fasce in conglomerato semplice o armato ovvero da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro. In tal caso deve essere posta particolare cura nella realizzazione per garantire la collaborazione tra la muratura non squadrata e le fasce.

5.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono: la resistenza caratteristica a compressione f_k ; la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E ; il modulo di elasticità tangenziale secante G .

Le resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.9.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche deve essere indicata nel progetto delle opere.

Per progetti nei quali la verifica di stabilità richieda un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm^2 la direzione lavori procederà al controllo del valore di f_k , secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

5.4.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni sono collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I muri svolgono funzione *portante*, quando sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e *di controvento*, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Gli orizzontamenti sono di norma solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento. Per la verifica di sicurezza dei solai si rimanda agli specifici punti della presente norma. Possono essere ammessi negli orizzontamenti elementi a volta a semplice o doppia curvatura, alle seguenti condizioni:

- gli elementi siano contenuti all'interno dei riquadri della scatola muraria;
- sia assicurato in tale ambito l'assorbimento delle corrispondenti spinte orizzontali;
- sia comunque garantita la capacità globale dell'impalcato a ripartire le azioni orizzontali tra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti deve essere tale da assicurare appropriata resistenza e stabilità durante la costruzione e l'utilizzo.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutti i muri devono essere collegati al livello dei solai mediante cordoli di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche, le cui estremità efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere



si gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Si possono adottare opportuni accorgimenti per il collegamento in direzione normale alla tessitura dei solai che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti, di spessore pari almeno a quello della muratura della prima elevazione e di altezza non inferiore alla metà di detto spessore. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri non può essere inferiore ai seguenti valori:

– muratura in elementi resistenti artificiali pieni	120 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali forati	250 mm
– muratura di pietra squadrata	240 mm
– muratura listata	400 mm

Ogni muro deve essere vincolato a muri ortogonali che possono anche svolgere la funzione di limitare fenomeni del secondo ordine. Questi possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t$$

dove:

h_0 lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;

h l'altezza interna di piano;

ρ il fattore laterale di vincolo.

t spessore del muro.

Il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali. Assume il valore 1 per muro isolato, ed i valori indicati nella seguente tabella 5.4. Il quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, posti ad interasse a .

Tabella 5.4.11 Fattore laterale di vincolo

	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

5.4.5 ANALISI STRUTTURALE

Per ogni specifico stato limite di verifica si deve adottare un modello di calcolo in grado di:

includere una appropriata descrizione dell'organizzazione della struttura, dei materiali e della localizzazione dell'edificio;

- definire un realistico comportamento dell'intera struttura o di parte di essa;
- considerare realistiche azioni di progetto e le modalità della loro applicazione.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

La risposta del modello è calcolata usando:

- analisi non lineari;
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità.

L'analisi deve fornire, per ciascun elemento strutturale:

- il carico assiale prodotto dai carichi verticali; per edifici con altezza complessiva maggiore di 10 m deve essere valutata anche la variazione del carico assiale prodotta dalle azioni orizzontali;
- la forza tagliante prodotta dai carichi verticali ed orizzontali;
- l'eccentricità dei carichi assiali;
- il momento flettente prodotto dai carichi verticali ed orizzontali.

È consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali, per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori tal piano. In tal caso le eccentricità dei carichi assiali possono essere valutate come indicato nel seguente punto 5.4.5.2.

5.4.5.1 Le azioni e le loro combinazioni

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;



- γ_e = 1,4 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 γ_q = 1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 ψ_{ni} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_R = \gamma_P = \gamma_Q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i}Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i}Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{11} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Nel caso di verifica alle tensioni (v. par. 2.8) devono essere considerate le combinazioni corrispondenti alla combinazione rara dello stato limite di esercizio, assumendo $\psi_{ni} = 1$.

5.4.5.2 Valutazione dell'eccentricità dei carichi

Nel caso di adozione di un modello basato sullo schema dell'articolazione completa alle estremità, le eccentricità dei carichi assiali agenti sulle pareti può essere determinato convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali, e_s .

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}; \quad e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [5.4.5.1]$$

dove:

- e_{s1} : dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare;
 e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;
 N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;
 N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;
 d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;
 d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si prescrive di tener conto di una eccentricità e_a che è assunta uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [5.4.5.2]$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerato agente in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [5.4.5.3]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [5.4.5.4]$$

I valori delle eccentricità così ricavate sono utilizzati per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza Φ_r (vedi par.5.4.6.2). Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità. Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [5.4.5.5]$$

5.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi che le sezioni piane restano tali e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Ogni setto murario deve essere verificato allo stato limite ultimo, o alle tensioni, per le seguenti condizioni di carico:

- pressoflessione per carichi laterali;
- pressoflessione per azioni nel piano;
- taglio per azioni nel piano;
- carichi concentrati.

Le verifiche agli stati limite di esercizio dei setti murari possono essere omesse fatti salvi i seguenti casi:



- necessità di limitazione dell'ampiezza delle lesioni. La verifica è condotta con la combinazione quasi permanente verificando, con l'ipotesi di resistenza nulla a trazione e distribuzione lineare delle tensioni, che le lesioni siano limitate allo spessore dell'intonaco.
- per edifici con numero di piano maggiore di 4 deve essere controllato lo spostamento di interpiano d_r , che, con la combinazione frequente, deve rispettare il seguente limite, dove h è l'altezza di interpiano:

$$d_r \leq 0.003 h \quad [5.4.6.1]$$

5.4.6.1 Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto sono definite con la metodologia indicata al paragrafo 2.4, che viene esplicitata come indicato qui di seguito.

La resistenza di progetto f_d , da impiegare per le verifiche a pressoflessione e a carichi concentrati vale:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \frac{1}{\gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

La resistenza di progetto f_{vd} , da impiegare per le verifiche a taglio vale:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \frac{1}{\gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.3]$$

dove

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata in funzione della f_{vk0} sulla base di quanto prescritto al punto 11.9.5.3.

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi Par.11.9) ovvero in elementi naturali.

L'ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$, che nelle (5.4.6.2) e (5.4.6.3) tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza, è concordato da Committenza e Progettista, dovendo in ogni caso risultare maggiore od uguale ai valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 5.4.III - Valori del coefficiente parziale di modello $\gamma_{R,d}$

Metodo di calcolo	$\gamma_{R,d}$
Verifica alle tensioni	≥ 2
Verifica allo S.L.U	$\geq 1,2$

5.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

5.4.6.2.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI (FUORI DAL PIANO DEL MURO)

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi_i f_d A \quad [5.4.6.4]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

N_{Rd} è la resistenza di progetto;

Φ_i coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto dell'eccentricità trasversale dei carichi e della snellezza della parete;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

A area della sezione della parete.

Coefficienti di riduzione della resistenza Φ_i

Il coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro dipende dalla snellezza, dalla eccentricità del carico verticale, dallo schema statico impiegato nel calcolo, e dagli effetti considerati del secondo ordine.

Nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 5.4.5) possono essere utilizzati i valori di seguito indicati.

La tabella 5.4.IV riporta i valori del coefficiente Φ in funzione della snellezza h_0/t e del coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$, essendo t spessore del muro.

Tabella 5.4.IV. Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0/t	Coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

In alternativa, e nei casi non previsti nel metodo precedente, si può fare utile riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.4.6.2.2 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$M_d \leq M_{Rd} = \frac{t l^2}{2} \frac{N_d}{A} \left(1 - \frac{N_d}{A \alpha f_d}\right) \quad [5.4.6.5]$$

dove



- M_d è il momento flettente di progetto;
 N_d è la forza assiale di progetto;
 M_{Rd} è la resistenza di progetto;
 t è lo spessore del muro;
 l è la lunghezza complessiva della parete;
 A è l'area della sezione della parete;
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;
 $\alpha \leq 0.85$, è un coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente.

5.4.6.2.3 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$V_d < V_{Rd} = \beta A f_{vd} \quad [5.4.6.6]$$

dove

- V_d è la forza tagliante di progetto;
 V_{Rd} è la resistenza di progetto;
 A è l'area della sezione della parete;
 β è il coefficiente di parzializzazione della parete, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d/N_d$. Vale 1 se $e_l \leq l/3$; se $e_l \leq 0.22 l$ il suo valore può essere calcolato ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni;
 f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura:

5.4.6.2.4 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c A_c f_d \quad [5.4.6.7]$$

dove

- N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;
 N_{Rdc} è la resistenza di progetto;
 A_c è l'area di appoggio;
 β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come di seguito indicato
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura:

Se gli elementi resistenti sono di *Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere valutato come segue:

$$\beta_c = \left(1 + 0.3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1.5 - 1.1 \frac{A_c}{A_{eff}} \right) \quad [5.4.6.8]$$

in cui:

- a_1 è la minima distanza fra l'estremo dell'appoggio ed il termine della parete;
 h_c è l'altezza del muro a livello dell'appoggio;
 A_{eff} è l'area efficace dell'appoggio, valutata come $l_{cm} t$;

l_{eff} è la lunghezza efficace dell'appoggio, valutata come in Figura 5.4.1, comunque $l_{eff} \leq 2.2 A_c / t$;

t è lo spessore del muro, tenendo conto delle rientranze praticate in corrispondenza dei nodi maggiori di 5mm

In ogni caso deve risultare:

$$1 \leq \beta_c \leq \begin{cases} 1.25 + \frac{a_1}{2h_c} \\ 1.5 \end{cases}$$

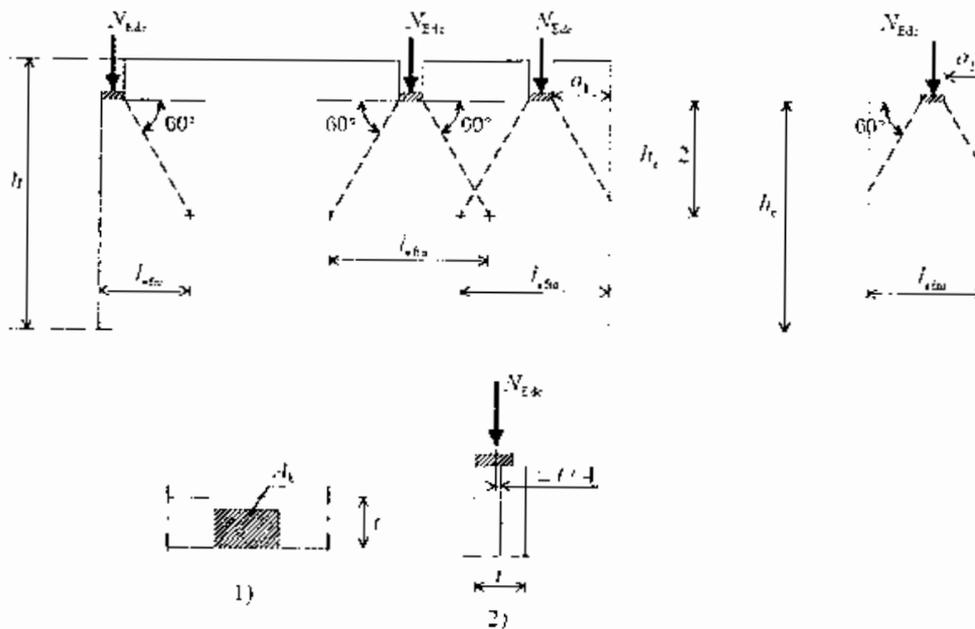


Figura 5.4.1 – Pareti soggette a carichi concentrati. 1) pianta, 2) sezione

Se gli elementi resistenti *non sono di Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere assunto pari ad 1.

L'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di $t/4$.

In ogni caso le verifiche di cui al punto 5.4.6.2.1 devono essere soddisfatte a livello della metà dell'altezza della parete al di sotto degli appoggi.

I carichi concentrati devono essere direttamente sostenuti da elementi resistenti di categoria I, o mediante idonei appoggi o elementi di ripartizione.

5.4.6.2.5 TRAVI IN MURATURA

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resi



stenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze di progetto potranno essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La *resistenza a taglio* V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h l f_{vd0}$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

f_{vd0} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

Il *massimo momento resistente*, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = \frac{H_p h}{2} [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

dove:

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h t$

f_{hd} è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

La *resistenza a taglio*, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2 M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria sarà assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

5.4.6.3. Verifiche alle tensioni

5.4.6.3.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_d}{\Phi_t \Phi_l A} \leq f_d \quad [5.4.6.9]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

Φ_t coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità trasversale (v. par. 5.4.6.2.1);

Φ_l coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità longitudinale, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d / N_d$. Se $e_l \leq 0.22 l$ può essere calcolato con le stesse modalità di Φ_t , ponendo la snellezza uguale a zero.

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

A area della sezione della parete.

5.4.6.3.2 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\tau = \frac{V_d}{\beta A} \leq f_{vd} \quad [5.4.6.10]$$

dove

V_d è la forza tagliante di progetto;

A è l'area della sezione della parete al netto delle aperture;

β è il coefficiente di parzializzazione della parete (v. par. 5.4.6.2.3);

f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

5.4.6.3.3 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_{dc}}{\beta_c A_c} \leq f_d \quad [5.4.6.11]$$

dove

N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;

A_c è l'area di appoggio;

β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come indicato al punto 5.4.6.2.4;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).



5.4.7. MURATURA ARMATA

Si intende per muratura armata quella costituita da elementi artificiali semipieni con fori verticali coassiali tali da consentire l'inserimento di armature verticali. Armature orizzontali possono essere disposte nei ricorsi di malta fra gli elementi di muratura. La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avere $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$ e deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai.

Quanto sopra è essenziale ai fini della collaborazione laterizio-armatura.

E' compito del Progettista stabilire delle percentuali minime di armatura, in particolare attorno alle aperture, ovvero alle parti terminali, che garantiscano la robustezza del complesso strutturale.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte secondo i metodi di cui al punto 5.4.5., in cui la resistenza di calcolo dell'acciaio verrà assunta pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_m = 1,15$$

$$\gamma_d = 1,5$$

Per le tensioni di aderenza valgono le indicazioni di cui al punto 5.1.2.3.4.

Nel caso del metodo tesionale :

$$\sigma_d < f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_d = 3$$

5.5. COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

Possono utilizzarsi altri materiali diversi da quelli definiti nella presente normativa per svolgere funzioni statiche.

Rientrano in questi materiali:

- a) materiali metallici diversi dagli acciai definiti nella presente norma: alluminio, elementi composti in alluminio, rame od acciai speciali
- b) materiali in conglomerato cementizio in cui i componenti aggiuntivi (es. fibre) variano le caratteristiche meccaniche tali da sostituire le armature metalliche ed identificarlo come calcestruzzo strutturale speciale
- c) vetro con funzioni statiche rilevanti da rappresentare da solo o con altri componenti resistenti in acciaio e/o alluminio la resistenza della costruzione
- d) Materiali polimerici (materiali plastici, elastomerici);
- e) Materiali ottenuti per combinazione di differenti materiali base.

I metodi per la verifica strutturale sono quelli stabiliti al punto 2, ovvero, per affinità, ai capitoli 3, 4 e 5.

Questi materiali non possono essere utilizzati con funzione strutturale se non preliminarmente certificati ed accettati con le stesse procedure ed allo stesso livello di affidabilità dei materiali normali. Tali procedure saranno verificate dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

5.5.1 REQUISITI RICHIESTI

I requisiti che devono essere assicurati da un materiale o da una tipologia strutturale dipendono dal ruolo che esso riveste dal punto di vista strutturale e dalla vita utile prevista dalla struttura. I requisiti richiesti, di carattere generale ma che devono essere particolarmente tenuti in conto nel caso di strutture realizzate con materiali diversi da quelli specifici già contemplati nelle presenti norme, riguardano sia le proprietà del materiale che il progetto della specifica tipologia strutturale.

Deve essere rispettato il seguente requisito.

Tutti i nuovi materiali devono rispondere a requisiti di robustezza, vale a dire di conservazione delle caratteristiche per modeste variazioni ambientali e/o modeste azioni accidentali.

Per quanto sopra, tutti i materiali devono mantenere inalterate le loro caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche nell'arco di temperatura -20° - $+ 60^{\circ}$ per un arco di tempo non inferiore ad un mese.

Questi materiali devono garantire la permanenza delle caratteristiche fisico-meccaniche per una vita di servizio maggiore di 10 anni qualora possa essere sostituito senza alterare la statica globale della struttura.

Non possono essere utilizzati materiali o componenti per i quali non siano garantiti sperimentalmente, sulle principali caratteristiche fisiche e meccaniche, coefficienti di variazione inferiori a 0,30 e difettosità di produzione inferiori al 5%. Nel caso di utilizzi di tipo strutturale, devono essere valutate le caratteristiche di resistenza, di rigidezza, nonché la duttilità dei materiali in condizioni di carico il più possibile vicine a quelle



previste nelle applicazioni. Devono essere messe in evidenza eventuali comportamenti fragili.

Per i componenti con funzione strutturale primaria, devono essere verificati i seguenti requisiti fondamentali:

Materiali a comportamento fragile:

Nel caso di strutture realizzate con materiali a comportamento fragile, devono essere utilizzati elevati coefficienti di sicurezza nei riguardi della crisi dei materiali (almeno doppi rispetto a quelli usuali), nonché schemi di tipo isostatico o nei quali il possibile cedimento di un vincolo non modifichi in modo sostanziale lo stato tensionale e di conseguenza il margine di sicurezza della struttura. Non possono essere realizzate strutture che abbiano funzione portante principale in zona sismica.

Robustezza della struttura:

La crisi di un elemento o un danno localizzato non devono provocare conseguenze sproporzionate rispetto alla causa che li ha prodotti.

Rischio d'incendio:

La struttura deve avere una resistenza al fuoco adeguata rispetto al rischio d'incendio previsto, tenendo in conto i dispositivi di sicurezza previsti.

Sensibilità ad eventi eccezionali:

La struttura deve essere in grado di sopportare, nel caso di eventi eccezionali (urti, scoppi, atti di vandalismo), i carichi che sono definiti per tale condizione di carico.

Durabilità dell'opera:

Devono essere garantite durabilità e prestazioni nei confronti degli agenti ambientali commisurate alla vita utile prevista per la struttura principale stessa. Nel caso in cui per assicurare la durata richiesta sia necessario prevedere un piano di manutenzione, la struttura dovrà essere accessibile e dovrà essere possibile poter verificare le caratteristiche dei materiali e, se necessario, poter provvedere alla sostituzione di alcuni elementi strutturali.

Sensibilità a difetti del materiale:

Il comportamento della struttura deve essere poco sensibile alle possibili disomogeneità del materiale che possano essere presenti nel materiale, soprattutto se realizzato in opera.

5.6. ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI

Si intendono come elementi strutturali composti quelli costituiti da materiali strutturali diversi ipotizzati rigidamente collegati attraverso la superficie di contatto per la trasmissione delle forze di taglio, in modo da costituire un elemento strutturale staticamente autonomo.

Fanno parte di questa categoria:

- gli elementi strutturali acciaio-calcestruzzo costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso;
- gli elementi calcestruzzo-calcestruzzo costituiti da elementi in calcestruzzo armato normale o precompresso di diverse caratteristiche reologiche o diversi tempi di maturazione;
- gli elementi legno-calcestruzzo
- altri componenti misti.

Nel calcolo della resistenza e deformabilità, oltre agli stati tensionali provocati dalle azioni esterne, andranno tenuti in conto gli stati coattivi provocati dalle diverse caratteristiche reologiche (deformazioni viscosi), proprietà termodinamiche, leggi di maturazione e ritiro.

5.6.1. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme gli elementi strutturali costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso.

Per i componenti in calcestruzzo armato normale o precompresso e per gli elementi metallici valgono le prescrizioni dei paragrafi 5.1 e 5.2 delle presenti norme tecniche.

La trasmissione degli sforzi tra calcestruzzo ed acciaio, per assicurare le ipotesi di aderenza, deve essere affidato a connettori metallici, che devono assorbire la risultante degli sforzi teorici sulla superficie di contatto.

I connettori devono poter assorbire sia gli sforzi di taglio che quelli di trazione ortogonali alle superfici di contatto dei materiali componenti, dovuti sia a sforzi applicati che a deformazioni imposte.

I componenti strutturali usuali sono:

- elementi inflessi costituiti da travi metalliche che portano all'estradosso una soletta in calcestruzzo;
solettoni in cemento armato precompresso a trave incorporata;
- elementi prevalentemente compressi: colonne composte in cui i componenti, carpenteria metallica e calcestruzzo, lavorano prevalentemente in parallelo.

Gli elementi composti possono essere utilizzati con altri elementi in acciaio, in calcestruzzo o composti, per realizzare un insieme strutturale. In questo caso assumono grande rilevanza le connessioni o i nodi dei vari elementi strutturali.



5.6.1.1 Norme di verifica della sicurezza

Per la definizione delle azioni e delle loro combinazioni valgono le prescrizioni di cui al paragrafo 5.1 ovvero 5.2.

Le resistenze di calcolo delle sezioni e degli elementi verranno calcolate con riferimento alle strutture non omogenee, ovvero omogeneizzate in rapporto alle rigidità dei componenti, ferma l'ipotesi di perfetta aderenza lungo le superfici di contatto, con riferimento ai valori di calcolo dei materiali di cui ai paragrafi 5.1 e 5.2.

Qualora il calcestruzzo della struttura mista sia sottoposto prevalentemente a sforzo di trazione, andranno eseguite le verifiche di fessurazione in conformità al paragrafo 5.2.

Le strutture miste ubbidiscono agli stessi stati limiti di deformazione di quelle in acciaio.

5.6.1.2 Travi composte

Nel caso di travi composte, devono essere previsti sull'intera loro lunghezza connettori a taglio e armatura trasversale in grado di trasmettere allo stato limite ultimo la forza di scorrimento all'interfaccia fra soletta di calcestruzzo e acciaio, trascurando il contributo dell'aderenza spontanea fra le parti. I connettori andranno distribuiti secondo il diagramma degli sforzi di scorrimento.

I connettori devono essere in grado di impedire il distacco fra le parti in acciaio e quelle in calcestruzzo.

Le distanze fra i connettori devono essere tali da consentire la trasmissione della forza di scorrimento e da prevenire la separazione fra acciaio e calcestruzzo.

I connettori di qualsiasi tipo, saldati o bullonati, devono essere verificati per l'azione di taglio sulla superficie di attacco alla trave metallica, ed all'azione di pressione lungo il gambo.

La soletta deve essere verificata per la pressione lungo il gambo del connettore.

Lo spessore della soletta di calcestruzzo deve risultare sempre maggiore di almeno 30 mm dell'altezza del connettore.

La capacità di trasmettere gli sforzi di trazione nei connettori, può essere utilmente ricavata da prove sperimentali.

Nelle travi composte da profilati in acciaio e soletta in cemento armato lo spessore di quest'ultima non deve essere inferiore al doppio dello spessore del copriferro e comunque maggiore od uguale a 50 mm.

La soletta sovrastante deve avere una armatura di ripartizione.

5.6.1.3 Solette composte con lamiera grecata

Il profilato metallico è sostituito da una lamiera grecata preformata a freddo, che contiene il getto di calcestruzzo.

Lo spessore minimo della soletta di calcestruzzo non può essere inferiore a 40 mm e deve contenere una armatura di ripartizione.

La lamiera grecata, integrata ove necessario da barre di armatura, rappresenta la parte resistente agli sforzi di trazione.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non può farsi affidamento sulla pura aderenza fra i materiali ma devono adottarsi sistemi generalmente del tipo

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purché combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purché combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

Quando a tali solai venga affidata la funzione di diaframma per resistere alla azioni orizzontali devono attentamente considerarsi l'effetto delle aperture e le azioni aggiuntive indotte sui connettori a taglio.

5.6.1.4 Colonne composte

Le colonne composte possono dividersi in due categorie:

- a) il calcestruzzo avvolge il componente metallico e contiene armature longitudinali e staffe trasversali che cerchiano il calcestruzzo contro l'elemento metallico;
- b) un profilato cavo tubolare contiene il calcestruzzo. Nell'interno del calcestruzzo possono essere aggiunte delle armature longitudinali di ripresa.

Nel caso a) lo spessore di conglomerato deve essere il doppio del copriferro delle armature, con spessore minimo pari a 50 mm; particolare attenzione va posta nel rispetto di queste regole nei nodi strutturali.

La trasmissione degli sforzi di scorrimento, deve avvenire attraverso connettori ortogonali alla superficie, ovvero mediante rugosità delle superfici di contatto, di cui venga valutata, per via sperimentale, la capacità di trasmettere forze di scorrimento.



5.7. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

5.7.1. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.7.1.1 Oggetto delle norme

Il presente paragrafo riguarda particolari prescrizioni relative alle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Possono servire per la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di consolidamento, riparazione, miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti. Le norme hanno per obiettivo la salvaguardia della vita umana, la limitazione dei danni, il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Il Committente ed il Progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla OPCM del 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche ed integrazioni.

5.7.1.2 Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite ultimo definita al precedente capitolo 3, le strutture degli edifici, pur subendo danni di rilevante entità negli elementi strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

5.7.1.3 Protezione nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite di danno definita al precedente capitolo 3, le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso; i danni strutturali devono essere di entità trascurabile.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, il Progettista e/o il Committente possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo.

5.7.2. PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE

Non potranno realizzarsi costruzioni in pendii instabili ovvero in terreni che possono essere sensibili a fenomeni di liquefazione o di particolare eccessivo addensamento in caso di sisma, a meno che interventi di consolidamento del terreno e particolari tipi di fondazione profonda assicurano la stabilità della costruzione in presenza di sisma.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.



5.7.3. LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si deve definire la classe di importanza dell'opera, ed associarvi il relativo livello di protezione, in relazione all'interesse strategico per funzioni di protezione civile, alla necessità di funzionalità durante gli eventi sismici, alle conseguenze di un eventuale collasso.

5.7.4. CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI

Gli edifici devono avere quanto più possibile una distribuzione degli elementi strutturali con caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità, regolarità in pianta e in altezza e variazione graduale delle caratteristiche geometriche e di rigidezza in altezza.

Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

L'impostazione delle presenti norme, prevede che gli edifici posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

Si dovrà assicurare alla struttura un comportamento duttile e dissipativo, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti; a questo scopo si farà ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze, localizzando le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate dette "dissipative o critiche"; l'individuazione di tali zone deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue regioni critiche, tali regioni dovranno mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. A tal fine i dettagli costruttivi delle regioni critiche e delle connessioni tra queste regioni e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, dovranno ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

I materiali costituenti le membrature e i collegamenti, oltre ad essere conformi ai requisiti prescritti nei capitoli 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6, devono avere caratteristiche tali da assicurare una buona coincidenza tra il comportamento dissipativo reale e quello previsto in sede di progetto.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate: lo spostamento relativo tra le due parti, determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo, deve essere amplificato per un coefficiente parziale coerente con il fattore di struttura adottato; si deve, eventualmente, tenere anche conto dello spostamento relativo in condizioni sismi-

che tra le fondazioni delle due parti collegate. Non è mai consentito fare affidamento all'attrito per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura.

Al fine di verificare la residua capacità portante nei confronti dei carichi verticali, in occasione di terremoti caratterizzati dalla azione sismica di progetto allo stato limite ultimo, si dovrà considerare che le parti di struttura specificamente progettate per dissipare energia con deformazioni inelastiche possono non essere più in grado di svolgere una funzione portante.

Gli elementi autoportanti (muri divisorii ecc) possono venire definiti "secondari". La rigidità e la resistenza di tali elementi va ignorata nell'analisi della risposta all'azione sismica, tranne quando, volutamente, l'elemento secondario venga progettato di resistenza e rigidità tale da poter partecipare alla resistenza globale della struttura.

5.7.4.1 Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove necessario, il contributo degli elementi non strutturali e la deformabilità del terreno.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono in grado di raccogliere le forze d'inerzia orizzontali e trasmetterle ai sistemi resistenti verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia nel centro di gravità di ciascun piano. A tal fine i solai e le coperture devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidità nel proprio piano grande rispetto alla rigidità sotto carichi orizzontali dei sistemi resistenti verticali; inoltre debbono essere efficacemente connessi a tali sistemi.

Il modello adottato deve essere tridimensionale; solo gli edifici regolari in pianta possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

5.7.4.2 Analisi strutturale

L'analisi strutturale può essere condotta utilizzando l'analisi dinamica modale, che prenda in conto i modi con massa partecipante significativa opportunamente combinati.

Il Progettista, fermo restando i livelli di sicurezza da raggiungere, può utilizzare altri metodi di analisi strutturale, che tengano conto di modelli costitutivi di comportamento dei materiali e degli elementi strutturali non lineari con la descrizione della capacità dissipativa nei cicli di isteresi.

La risposta sismica può essere anche calcolata schematizzando l'azione sismica mediante accelerogrammi significativi del sito ovvero spettrocompatibili.

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno prese come agenti simultaneamente e dovranno essere opportunamente combinate.



5.7.5 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI SECONDARI NON STRUTTURALI

Gli elementi costruttivi secondari senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità dovranno essere valutati e tenuti in conto. Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai piani adiacenti dovrà essere considerata.

Nel caso di tamponamenti che non si estendono per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, dovranno essere opportunamente calcolati gli sforzi di taglio agenti sulla parte del pilastro priva di tamponamento che dovrà essere armata di conseguenza.

5.7.6 IMPIANTI

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili. Dovranno essere soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati in modo da assicurare che non si verifichino rotture o distacchi per effetto dell'azione sismica di progetto.

5.7.7 VERIFICHE DI SICUREZZA

5.7.7.1 Stato limite ultimo

5.7.7.1.1 FATTORE DI STRUTTURA

Il fattore di struttura q di cui al Paragrafo 3.2 da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, definito in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità della duttilità attesa, e della interazione terreno-struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_u K_D K_R$$

nella quale:

q_0 è un valore che dipende dal livello di duttilità attesa

K_u è un fattore amplificativo che dipende dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile

K_D è un fattore riduttivo che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di uno negli altri casi

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto allo stato limite ultimo coerenti con le azioni di progetto assunte per lo stato limite di danno.

5.7.7.1.2 RESISTENZA

Per tutti gli elementi strutturali, incluse le connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

$$E_d \leq R_d$$

5.7.7.1.3 DUTTILITÀ E CAPACITÀ DI SPOSTAMENTO

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Si dovrà verificare alternativamente che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

$$\delta_d \leq \delta_R \quad \varphi_d \leq \varphi_R$$

5.7.7.1.4 DISTACCHI TRA EDIFICI

I distacchi tra gli edifici devono avere dimensioni tali da evitare fenomeni di martellamento tra strutture contigue; per tale motivo i distacchi devono avere dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime, amplificati per un coefficiente parziale coerente con il fattore di struttura adottato.

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se gli edifici hanno apparecchi di isolamento sismico. In tal caso, tutti i collegamenti tra l'edificio in esame e il terreno o altre costruzioni, la cui rottura può essere fonte di pericolo o causa di gravi disservizi, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

5.7.7.1.5 COLLEGAMENTI IN FONDAZIONE

Tutti gli elementi di fondazione di uno stesso edificio vanno rigidamente collegati per assicurare uniformità degli spostamenti nel piano delle fondazioni rendendo realistico l'ipotesi di moto sincrono alla base dei diversi elementi verticali.

5.7.7.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto definita nel punto 3.2.2.6, dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti inter piano ottenuti dall'analisi siano inferiori ad opportuni limiti definiti in base alla tipologia della struttura e dei collegamenti dei tamponamenti ad essa. Tali limiti saranno in generale compresi tra lo 0.3% e l'1% dell'altezza di piano, in funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche dei principali elementi non strutturali.

In presenza di sistemi di isolamento sismico, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.



5.7.8. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Ai fini di un idoneo comportamento all'azione sismica, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati (travi), evitando che esse si manifestino negli elementi meno duttili (pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) o nei meccanismi resistenti fragili (elementi con sforzi taglianti rilevanti). In tal modo è possibile progettare l'opera al fine di raggiungere il livello di duttilità previsto per l'azione sismica di progetto.

Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

TRAVI

Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.2.4.

Verifiche di resistenza

a) Flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

b) Taglio

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; negli altri casi le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche.

PILASTRI

Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, i momenti flettenti di calcolo nei pilastri devono essere tali da proteggere i pilastri dalla plasticizzazione.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore amplificati da un opportuno fattore.

Negli altri casi, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.2.4.

Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che esso non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro adiacenti al nodo. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

5.7.9 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede solo la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

Collegamenti

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante prove sperimentali.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono essere sicuramente rigidi, in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. Al vincolo rigido può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un vincolo scorrevole. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

5.7.10 EDIFICI IN ACCIAIO

Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali:

- a) *Strutture intelaiate*: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) *Strutture intelaiate con controventi reticolari concentrici*: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni.
- c) *Strutture intelaiate collegate a nuclei in cemento armato di elevata rigidità*: i pilastri vengono considerati come dei pendoli e le forze orizzontali vengono assorbite dai nuclei irrigidenti



Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difformi da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

Regole di progetto per strutture dissipative

REGOLE DI PROGETTO

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La loro resistenza deve essere verificata come per le situazioni non sismiche.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovraresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali

PARTI COMPRESSE DELLE ZONE DISSIPATIVE

Nelle zone dissipative soggette a flessione semplice o composta deve essere assicurata sufficiente duttilità locale.

PARTI TESE DELLE ZONE DISSIPATIVE

Ai fini della classificazione delle zone dissipative, le membrature tese devono potere essere classificate come duttili.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento.

COLLEGAMENTI IN ZONE DISSIPATIVE

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovraresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

DIAFRAMMI E CONTROVENTI ORIZZONTALI

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un opportuno fattore di amplificazione.

Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione della classe di duttilità che si intende ottenere.

5.7.11 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER GLI EDIFICI IN MURATURA

5.7.11.1 Generalità

Si distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura: ordinaria ed armata.

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali. I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere eccessiva.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al fine di evitare possibili effetti di instabilità locali dovuti all'azione sismica, deve rispettare, in funzione della diversa tecnologia costruttiva, opportuni requisiti di spessore minimo e di snellezza, limitando i rapporti tra l'altezza di libera inflessione della parete e lo spessore e tra l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete e la lunghezza della parete.

Gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

Nel caso di edifici in muratura armata, ciascuna parete costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture e tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi: l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

5.7.11.2 Analisi strutturale

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

La risposta fuori piano delle pareti è da considerarsi in generale come comportamento locale disaccoppiato dalla risposta globale governata dalla risposta delle pareti nel proprio piano: pertanto le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente e per esse potranno essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali.

5.7.11.3 Verifiche di sicurezza

Per la verifica di sicurezza per lo stato limite ultimo la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Dovranno essere comunque soggette a verifica a presso-



flessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma. In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, in modo che tale meccanismo di danno preceda una rottura più fragile per taglio.

5.7.11.4 Particolari costruttivi

Nel caso di edifici in muratura ordinaria, ad ogni piano deve essere realizzato un collegamento tra solai e pareti atto a conferire unitarietà alla risposta del sistema, garantendo il comportamento scatolare, governato dalla risposta delle pareti nel proprio piano e dalla rigidità nel piano dei solai.

In corrispondenza di incroci tra due pareti portanti perimetrali devono essere realizzate, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali associate alla presenza di aperture prossime agli spigoli della costruzione. Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Nel caso degli elementi in muratura armata le armature verticali ed orizzontali di rinforzo vengono dimensionate in analogia con quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato. Le barre di armatura dovranno essere tali da assicurare adeguata aderenza ed ancoraggio. Dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, dovrà essere adeguatamente diffusa ed in quantità tali da evitare sia collassi fragili in trazione (percentuale minima) sia collassi di compressione della muratura (percentuale massima).

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni adeguate a garantire la trasmissione degli sforzi agli elementi in muratura. Armature verticali con sezione trasversale opportuna dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad un limitato interasse, in modo da assorbire sforzi eventualmente localizzati, di trazione o compressione, e garantire il comportamento complessivo della parete.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

5.7.11.5 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, verificandole utilizzando le sollecitazioni derivanti dall'analisi. Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

5.7.12 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER GLI EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

5.7.12.1 Generalità

Gli edifici in legno vanno progettati secondo le regole di cui al punto 5.3.

Nell'analisi strutturale si deve tenere in conto della deformabilità dei collegamenti e dei nodi. Per la valutazione delle deformazioni e sollecitazioni si adottano i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

5.7.12.2 Disposizioni costruttive

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni e disassamenti.

Il collegamento non può essere realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio.

Per assorbire tensioni perpendicolari alle fibre, si devono disporre dispositivi aggiuntivi al fine di evitare l'insorgere di fratture parallele alle fibre (splitting).

La distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali ed i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio resistenti a taglio. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve sufficientemente limitato.

La spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere opportunamente ridotta rispetto a quanto previsto nelle condizioni non sismiche normative.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (e.g. le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

5.7.12.3 Verifiche di sicurezza

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.



5.7.13. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER GLI EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO

La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni cicliche, sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene sia ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, deve essere basata su un modello strutturale particolarmente approfondito e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità, spostamento e sollecitazione. Le caratteristiche definite in laboratorio devono essere rigorosamente conservate nel dispositivo messo in opera. Comunque i dispositivi devono rispettare le prescrizioni di cui al Capitolo 11.

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurare l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Oltre quanto prescritto al Capitolo 11, gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente.

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidità del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibili, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti perimetralmente e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzano isolatori di diverso tipo, particolare attenzione andrà posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

Adeguate spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

Il tipo di analisi adottato deve essere congruente con le caratteristiche degli isolatori, della sovrastruttura e della sottostruttura.

5.7.14. EDIFICI ESISTENTI

Valgono i principi esposti al Capitolo 9 anche per la risposta dell'edificio derivante da una eccitazione sismica.

In particolare dovrà essere tenuto conto delle destinazioni d'uso futuro.

La scelta del tipo, della tecnica, delle tecnologie, dell'attualità dell'intervento, dipende dagli studi di valutazione delle capacità residue della struttura e delle prestazioni che si intendono raggiungere.

Nella valutazione e nella scelta del tipo di intervento occorre tenere in conto delle condizioni ambientali e delle costruzioni adiacenti che possono condizionare la possibilità di attuare la strategia progettuale prevista.

5.7.15. PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER L'ALTEZZA DEGLI EDIFICI

5.7.15.1 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali costruzioni in legno muratura che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, per le zone sismiche di categoria 1-3, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il secondo piano deve costituire copertura non abitabile.

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrioni delle scale e degli ascensori.

5.7.15.2 Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

Al fine di limitare il rischio di intralcio alle operazioni di soccorso in caso di terremoto, i regolamenti locali e/o le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, tali regolamenti potranno definire, per ciascun fronte, la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

I regolamenti locali e/o le norme di attuazione degli strumenti urbanistici potranno eventualmente consentire di arretrare il fronte dell'edificio a diverse altezze, al fine di renderlo compatibile con la larghezza della strada, evitando tuttavia il ricorso a strutture sensibilmente irregolari e/o anomale. Potranno altresì fissare norme per il caso di edifici in angolo su strade di diversa larghezza.

Le disposizioni del presente punto non dovrebbero essere applicate nei casi di demolizione e ricostruzione di edifici esistenti, fatte salve le eventuali limitazioni previste nei regolamenti locali e/o nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.



Sostituisce il punto 5.7.15.1 (pag. 213)

5.7.15.1 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni in legno, in muratura che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, per le zone sismiche di categoria 1+3, vengono fissati i seguenti limiti dell'altezza massima dal piano campagna, ovvero dal ciglio della strada:

Costruzioni in legno: due piani abitabili. Eventuale copertura a tetto non rappresenta piano abitabile.

Costruzioni in muratura semplice od armata: tre piani abitabili. Eventuale copertura a tetto non rappresenta piano abitabile.

La possibilità di raggiungere i limiti di altezza sopra definiti, va dimostrata attraverso calcolazioni numeriche che dimostrino il raggiungimento dei livelli di sicurezza prescritti nelle presenti norme.

6. AZIONI ANTROPICHE

6.1. OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

6.1.1. GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. È richiamata l'attenzione del Progettista alla varietà delle opere considerate in questo Capitolo e della loro destinazione d'uso: la descrizione e la definizione dei carichi devono essere dichiarate dal Progettista e dal Committente nella Relazione generale dell'opera. Quando si abbia un cambiamento della destinazione d'uso e/o si alteri la configurazione degli spazi interni, ovvero venga modificata la distribuzione dei carichi permanenti portati, occorre verificare nuovamente la sicurezza dell'opera, anche in considerazione delle indicazioni del Capitolo 9.

Le azioni permanenti e quasi-permanenti legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dalle caratteristiche di densità o di massa volumica dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali che in quelle non strutturali: i pesi specifici ed i carichi convenzionali pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei paragrafi 6.1.2 e 6.1.3.

Le azioni variabili, ovvero i carichi legati all'esercizio dell'opera, dovranno essere determinati per ognuno degli scenari di contingenza identificati per la struttura in esame. Nei paragrafi seguenti, sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi, che il Progettista deve accettare o variare responsabilmente. Va ricordato che l'assunzione di un carico più elevato, va a vantaggio della flessibilità d'uso dell'opera nella sua vita di progetto. Il Progettista deve dichiarare esplicitamente il valore delle azioni assunte a base di progetto, secondo le indicazioni del Committente e le prescrizioni delle presenti Norme, con specifico riferimento alla filosofia di verifica della sicurezza e delle prestazioni attese del Capitolo 2.

Il Progettista deve considerare scenari connessi ad eventi rari, quali concentrazioni di persone e cose, che possono realisticamente prevedersi. Tra le situazioni, dovranno anche essere opportunamente considerate scenari legati ai processi di manutenzione dell'opera, in cui saranno previste configurazioni strutturali e condizioni di carico speciali.

Carichi legati ad apparecchi specifici ed impianti pesanti devono essere definiti in accordo con il Committente e dichiarati nella Relazione generale dell'opera.



I carichi saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici dovranno essere debitamente valutati. In tali casi, a parte quanto precisato nei regolamenti specifici ed in mancanza di analisi dinamiche, i carichi indicati nel seguito verranno adeguatamente maggiorati a cura del Progettista per tenere conto, in un'analisi statica equivalente, dell'amplificazione per gli effetti dinamici.

Per particolari tipologie strutturali, quali ad esempio gli edifici alti, assumono specifico rilievo le modalità e la successione di applicazione dei carichi, anche in considerazione del processo costruttivo. L'evoluzione conseguente e progressiva dello stato di sollecitazione e deformazione deve essere opportunamente valutato.

Tra tutte le costruzioni, per gli edifici è particolarmente stringente il requisito della robustezza, essendo tale categoria di strutture soggette ad essere occupate da un alto numero di persone ed essendo sede delle più disparate attività, svolte frequentemente in modo non organizzato e non controllato.

Per tale scopo, gli edifici devono essere progettati in modo che il sistema strutturale principale possa sopportare danneggiamenti locali senza subire un collasso totale; gli edifici devono avere un degrado delle prestazioni di resistenza proporzionale alla causa che lo ha provocato.

Questo requisito deve essere raggiunto essenzialmente attraverso un'organizzazione degli elementi strutturali che mantenga resistenza e stabilità allo schema principale attraverso un trasferimento dell'azione da qualunque regione strutturale danneggiata a quelle vicine: ciò può essere raggiunto fornendo sufficiente continuità, iperstaticità, duttilità alle parti che compongono l'edificio. In questo modo, si dovrà anche evitare la diffusione del danneggiamento da una regione limitata della struttura ad una parte significativa o addirittura a tutto organismo strutturale, secondo la cosiddetta modalità di collasso progressivo. Tale modalità di collasso, ed in generale la propagazione del danno, sarà raggiunto anche attraverso opportuna compartimentazione dell'organismo strutturale.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere saggiata imponendo, singolarmente, le seguenti cause:

- a) carichi nominali, arbitrari ma significativi per lo scenario considerato, al fine di saggiare il comportamento complessivo: è necessario considerare comunque disposta secondo una direzione orizzontale, una frazione dei carichi agenti in direzione verticale; tale frazione, se non altrimenti dichiarato dal Progettista, è assunta pari all'1% per costruzioni con altezza inferiore a 100 metri; allo 0,1% per altezza oltre 200 metri; a percentuale interpolata per altezze intermedie;
- b) assenza di elementi strutturali, per valutare le conseguenze della loro perdita a prescindere dalla causa, al fine di individuare quelli critici.

Queste valutazioni, possono evidenziare anche errori nella concezione dello schema strutturale.

Per assicurare una resistenza locale minima agli elementi di superficie comunque disposti (orizzontamenti quali solai, pareti verticali esterne o interne, coperture piane o inclinate, ...) della struttura, il Progettista dovrà sviluppare una verifica separata con un carico localizzato che, se non altrimenti stabilito, sarà pari a 2 kN su un'impronta quadrata di 0,05 m di lato.

Analisi specifiche devono essere dirette a valutare cambiamenti dimensionali dei componenti strutturali e della struttura nel suo complesso, in particolare per azioni legate alle variazioni di temperatura (3.4). Questo al fine di:

- dimensionare i giunti fra le differenti parti della costruzione;
- evitare alterazioni geometriche irreversibili;
- evitare danneggiamenti, quali fessurazione;
- evitare l'insorgere di stati di coazione non preventivati;
- garantire la durabilità dell'opera.

6.1.2. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nella tabella 6.1.1.

Tabella 6.1.1 - Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME	
Conglomerati cementizi e malte		
Conglomerato cementizio ordinario	24,0	kN/m ³
Conglomerato cementizio armato (e/o precompresso)	25,0	"
Conglomerati "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0	"
Conglomerati "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0	"
Malta di calce	18,0	"
Malta di cemento	21,0	"
Calce in polvere	10,0	"
Cemento in polvere	14,0	"
Sabbia	17,0	"
Metalli		
Acciaio	78,5	"
Ghisa	72,5	"
Alluminio	27,0	"
Rocce		
Argilla compatta	21,0	"
Tufo vulcanico	17,0	"
Calcere compatto	26,0	"
Calcere tenero	22,0	"
Gesso	13,0	"
Granito	27,0	"
Laterizio (pieno)	18,0	"
Legnami		
Abete; Accro; Castagno	6,0	"
Mogano; Olmo; Pino	6,0	"
Quercia; Noce	8,0	"
Sostanze varie		
Carta	10,0	"
Vetro	25,0	"



6.1.3. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisorie interne, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi potranno assumersi per la verifica d'insieme come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorrerà valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici residenziali possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale.

6.1.3.1. Elementi divisorii interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii mobili interni potrà essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito q_k che deve essere sommato ai sovraccarichi variabili ricavati dalla tabella 6.1.II, purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito q_k ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza Q_k delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii mobili con $Q_k < 1.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii mobili con $1.00 < Q_k \leq 2.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii mobili con $2.00 < Q_k \leq 3.00 \text{ kN/m}$: $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione tenendo conto del loro esatto posizionamento sul solaio.

6.1.4. SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili comprendono la classe dei carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi uniformemente distribuiti (q_k) [kN/m^2],
- carichi lineari (H_k) [kN/m]
- carichi concentrati (Q_k) [kN].

I valori nominali e/o caratteristici delle intensità da assumere per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate - tutte comprensive degli effetti dinamici ordinari - sono riportati nella tabella 6.1.II.

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti ripartiti; essi vanno applicati su impronte di carico

appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m.

I sovraccarichi orizzontali lineari H_k devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come nominali, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

Tabella 6.1.II – Valori dei sovraccarichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	4,00	4,00	2,00
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	5,00	5,00	2,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (e' necessario valutare situazioni specifiche).	4,00	3,00	2,00
6	Sottoletti accessibili (per sola manutenzione).	1,00	2,00	1,00
	Coperture non accessibili.	1,00	2,00	1,00
7	Coperture speciali (impianti, eliporti, altri): da valutarsi caso per caso.	-	-	-
8	Rimesse e parcheggi per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 kN.	2,50	2 x 10,00	1,00
	Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	-	-	-
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi caso per caso ma comunque:	≥ 6,00	6,00	1,00

Il Progettista ha l'onere di valutare criticamente la eventuale necessità di incrementare l'intensità dei carichi, in ragione della particolare destinazione d'uso, della tipologia e delle dimensioni della struttura.

Per gli edifici scolastici le intensità dei sovraccarichi vanno assunte in funzione della destinazione d'uso dei relativi ambienti e del loro prevedibile grado di affollamento, tenendo presenti altresì le disposizioni delle specifiche normative tecniche per la tipologia edilizia in oggetto.



In presenza di sovraccarichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità andranno valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

6.1.4.1. Sovraccarichi variabili orizzontali

I sovraccarichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella tabella 6.1.II, devono essere utilizzati per verifiche locali, e non si sommano alle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

In proposito va precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque dovranno garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione potrà essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

È necessario evitare l'impiego di manufatti non idonei o non adeguatamente vincolati, che per azioni statiche c/o impulsive dovute al normale esercizio possano provocare lesioni o caduta parziale del manufatto stesso.

6.1.4.2. Riduzione dei sovraccarichi

I carichi effettivamente presenti su un'opera, seppure della stessa natura, hanno in genere intensità differenti in funzione della grandezza dell'area su cui agiscono: ad un'area di applicazione più grande, corrisponde usualmente una intensità minore, e viceversa. Fermo restando il fatto che la struttura deve essere in grado di diffondere in maniera idonea concentrazioni locali di carico, in base ad analisi probabilistiche documentate, il Progettista potrà adottare responsabilmente una adeguata riduzione dei relativi sovraccarichi per la verifica di elementi strutturali: tale riduzione dovrà essere esplicitamente dichiarata e giustificata nella Relazione di calcolo dell'opera.

Quando si verificano elementi strutturali quali travi, pilastri, pareti portanti, fondazioni, interessati da carichi variabili applicati su superfici ampie, da presumersi non caricate per intero contemporaneamente col massimo sovraccarico, il valore del sovraccarico, purché appartenente tutto alla stessa categoria, potrà essere mediamente ridotto su tali superfici, rispetto a quello indicato nella Tabella 6.1.II, in funzione della estensione della superficie caricata complessiva di spettanza dell'elemento verificato.

6.2. OPERE STRADALI

6.2.1. OGGETTO

Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.

Oggetto di queste norme sono le strutture che sostengono la piattaforma stradale e trasferiscono i carichi da questa al terreno di sedime.

Nel seguito col termine "ponti" si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, etc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

6.2.2. PRESCRIZIONI GENERALI

6.2.2.1. Premesse

In sede di progetto vanno definite le caratteristiche generali del ponte, ovvero la sua localizzazione, la destinazione e la tipologia, le dimensioni principali, il tipo e le caratteristiche dei materiali strutturali impiegati ed il tipo delle azioni considerate ai fini del suo dimensionamento. In funzione dei carichi agenti e delle funzioni portanti da assolvere vanno precisati i criteri che hanno portato a concepire la struttura nelle forme e con le scelte tipologiche contenute nel progetto.

In sede di realizzazione si accerterà che le modalità tecnico esecutive adottate nell'esecuzione dell'opera siano rispondenti alle assunzioni ed alle prescrizioni di Progetto ed alle specifiche di Capitolato.

6.2.2.2. Geometria della sede stradale

6.2.2.2.1. LARGHEZZA DELLA SEDE STRADALE

Per larghezza della sede stradale del ponte, si intende la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più interni dei parapetti.

La sede stradale sul ponte è composta, di regola, da una o più carreggiate, eventualmente divise da uno spartitraffico, da banchine o da marciapiedi secondo l'importanza, la funzione e le caratteristiche della strada.

6.2.2.3. Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a



3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

6.2.2.4. Caratterizzazione dei suoli

Gli studi di fattibilità, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche dei ponti stradali e delle strade ad essi collegate devono essere sempre basati su un adeguato modello geologico ed una corretta caratterizzazione geotecnica, che tengano conto della complessità della situazione ambientale e della estensione delle opere.

Il modello geologico e la caratterizzazione geotecnica deve essere esteso al volume dei suoli che direttamente o indirettamente è interessato dalla costruzione dei manufatti e che ne influenza il comportamento statico, deformativo e sismico.

L'ampiezza delle indagini deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, all'importanza dell'opera, alle particolarità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame.

Per ciascun elemento (spalla e/o pila) che trasferisce i carichi al terreno di sedime e per tutte le combinazioni di carico devono essere verificate:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi del sistema struttura-fondazione-terreno
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio con particolare riguardo agli spostamenti differiti, che devono essere compatibili con quelli che della struttura nel suo assieme.

La stabilità e la durabilità delle fondazioni devono essere valutate tenendo conto anche delle possibili azioni negative conseguenti ad azioni chimico fisiche, fenomeni di erosione e fenomeni di scalzamento.

6.2.2.5. Compatibilità idraulica

Per opere in attraversamento di corsi d'acqua naturali o artificiali, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione ed all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento delle indagini e della relativa relazione tecnica saranno commisurati all'importanza del problema ed al grado di elaborazione del progetto.

Va evitata la realizzazione di pile nell'alveo di piena ordinaria, salvo casi eccezionali, rigorosamente motivati e da sottoporre al parere preventivo delle competenti Autorità di Bacino. Qualora ciò si verificasse e, in ogni caso, per pile e spalle in zone golenali o in zone potenzialmente interessate da correnti idrauliche, sono richiesti uno studio dei potenziali fenomeni di erosione e di scalzamento e la definizione delle azioni idrauliche agenti sulle pile e sulle spalle interessate dalla corrente.

Per la valutazione dell'azione idraulica agente sulle pile e sulle spalle il periodo di ritorno sul quale va valutata la massima intensità dell'azione è assunto pari 200 anni.

6.2.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica
- le azioni variabili
- azioni di vento e neve
- le azioni accidentali
- le azioni sismiche

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

6.2.3.1. Azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

6.2.3.2. Distorsioni

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 .
Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.
2. Ritiro (ε_2), variazioni termiche (ε_3), e viscosità (ε_4).
Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni del presente Testo Unico.
3. Cedimenti vincolari: ε_5
Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

6.2.3.3. Azioni Variabili da Traffico

6.2.3.3.1. PREMESSA

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico convenzionali rappresentati in Fig.6.2 e disposti su corsie convenzionali.

6.2.3.3.2. DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su di una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie sulla carreggiata stessa sono indicati nel prospetto seguente (Fig.6.2.1 e Tab.6.2.1).



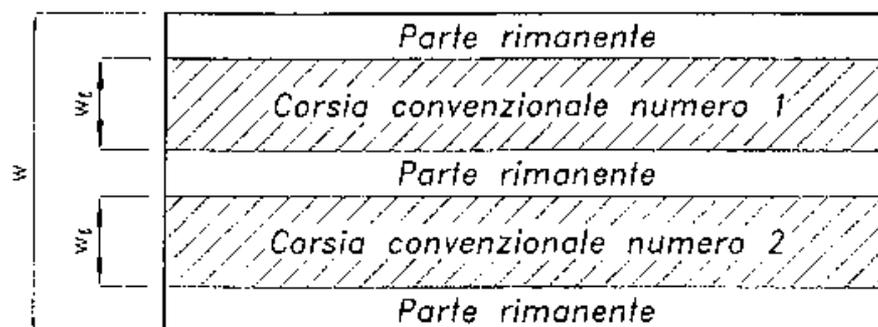


Figura 6.2.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 6.2.1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_c - 1$	3.00 m	$(w - 3.00) \text{ m}$
$5.4 \leq w < 6.0 \text{ m}$	$n_c - 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_c = \text{Int}(w/3)$	3.00 m	$w - (3.00 \times n_c)$

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, risente dell'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che risente del successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, etc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

6.2.3.3.3. SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili del traffico sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig.6.2.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per

le verifiche globali, sia per le verifiche locali. Ai fini delle verifiche locali l'intensità dei carichi va ridotta al 90%.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico come mostrato in Fig.6.2.2. Questo schema va considerato autonomamente ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia significativo si considererà il peso di una singola ruota di 180 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 100kN con impronta quadrata di lato 0.30m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10kN con impronta quadrata di lato 0.70m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità 4.0 kN/m².

Schemi di Carico 6.a, b: Per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si farà riferimento ai seguenti carichi $q_{6,a}$ e $q_{6,b}$:

$$q_{6,a} = 211.33 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.1265} \text{ [kN/m]}; \quad q_{6,b} = 80.48 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.3430} \text{ [kN/m]}$$

6.2.3.3.4. CATEGORIE STRADALI

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

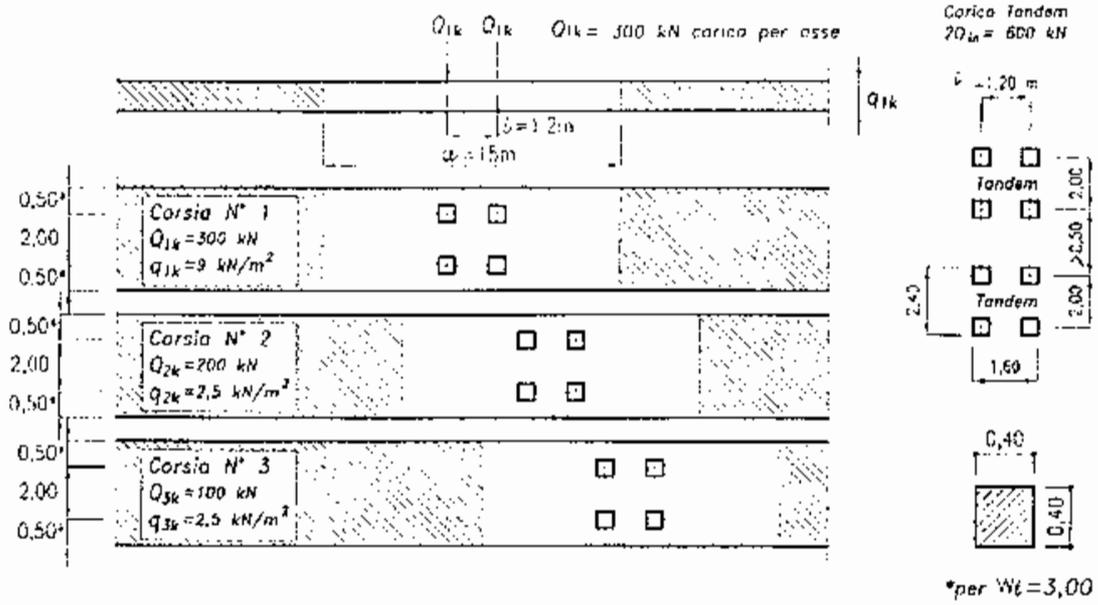
- 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2^a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- 3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

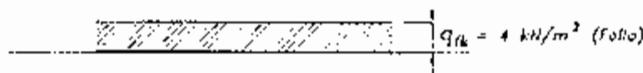
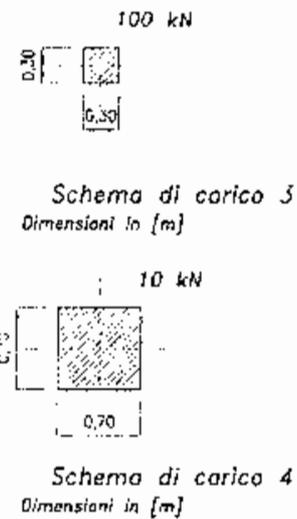
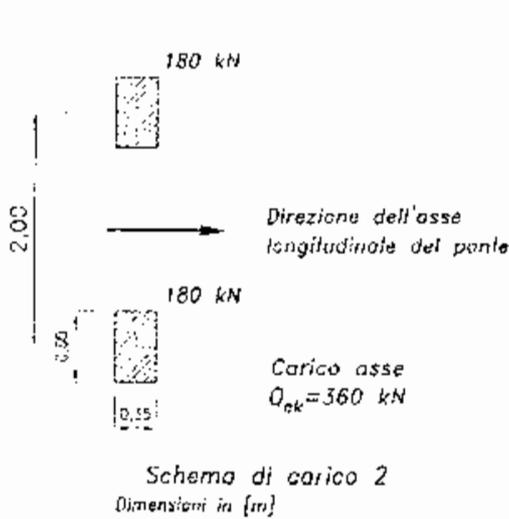
L'accesso ai ponti 3^a Categoria di carichi diversi da quelli di progetto, deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale.





Schema di carico 1 Dimensioni in [m]



Schema di carico 5

Figura 6.2.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

6.2.3.3.5. DISPOSIZIONE DEI CARICHI MOBILI AL FINE DI REALIZZARE LE CONDIZIONI DI CARICO PIÙ GRAVOSE

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° e 2° Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

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

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

Per i ponti di 1ª Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab.6.2.II):

Tabella 6.2.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

Per i ponti di 2ª Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{ik} = 225$ kN ed un carico distribuito $q_{ik} = 6.75$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1ª Categoria.

Per i ponti di 3ª Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Per opere singole di luce maggiore a 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si adatterà uno schema di carico $q_{6,a}$, affiancato nelle altre corsie da uno o più schemi di carico $q_{6,b}$. I carichi andranno disposti nelle direzioni longitudinale e trasversale in modo da indurre le massime sollecitazioni e deformazioni.

6.2.3.3.6 STRUTTURE SECONDARIE DI IMPALCATO

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig.6.2.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della piastra superiore (Fig.6.2.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi ecc.) si devono prendere in considerazione, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato, i carichi già definiti in precedenza. In alternativa si



considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole.

Per i marciapiedi non protetti da sicurtia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurtia e per i ponti di 3° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

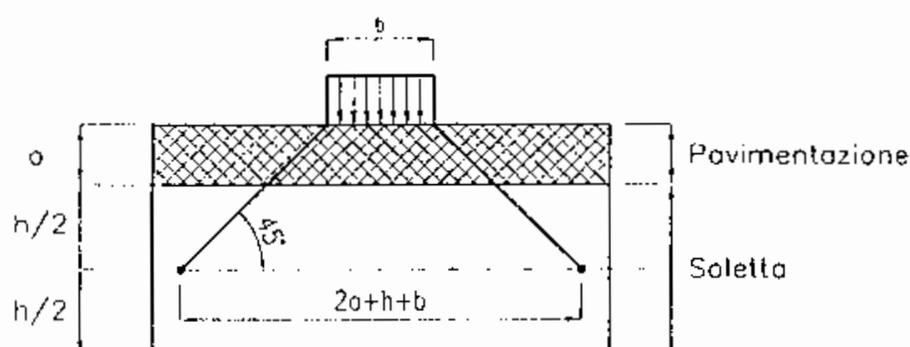


Figura 6.2.3a – Diffusione dei carichi concentrati attraverso la pavimentazione e le solette

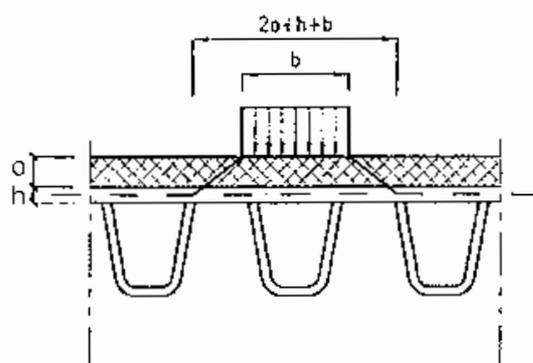


Figura 6.2.3b – Diffusione dei carichi concentrati attraverso la pavimentazione e gli impalcati a piastra ortotropa

6.2.3.4. Incremento Dinamico dei Carichi Mobili dovuto ad Azioni Dinamiche: q_2

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. In mancanza di analisi specifiche che prendano in conto le caratteristiche dinamiche della struttura, nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, l'incremento q_2 è fornito da $q_2 = (\varnothing - 1) q_1$ ove \varnothing , coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

per luci $L \leq 10\text{m}$	$\varnothing = 1,4$
per luci $10 \leq L \leq 70\text{m}$	$\varnothing = 1,4 - (L - 10) : 150$
per luci $70 \leq L$	$\varnothing = 1,0$

dove per L si deve assumere:

- per le travi in semplice appoggio è la luce di calcolo;
- per le travi continue è la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico più gravoso;
- per i ponti con tratti di impalcato a mensola è la luce della mensola, aumentata della luce della eventuale trave in semplice appoggio sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari d'impalcato, la loro luce di calcolo.

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, in mancanza di analisi specifiche che valutino gli effetti dovuti all'urto, le caratteristiche di sollecitazione determinate con le analisi statiche vanno amplificate del coefficiente 3. La zona di soletta interessata da questa maggiorazione deve avere sviluppo longitudinale pari a metà della luce di calcolo o pari alla lunghezza dello sbalzo.

6.2.3.5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 si assume agente nella direzione dell'asse della carreggiata ed al livello della sua superficie finita. L'intensità di tale forza è pari ad 1/10 della colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata e non deve risultare inferiore al 20% (per i ponti di 1° Categoria) o al 15% (per i ponti di 2° Categoria) del totale carico Q_{ik} che può interessare la struttura.

Qualora la carreggiata contenga più di 4 corsie i predetti valori vanno raddoppiati.

6.2.3.6. Azione centrifuga: q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente pari a (Tabella 6.2.III):

Tabella 6.2.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Intensità q_4 [kN/m]
$R < 60$	5,00
$60 \leq R \leq 1500$	$300/R$
$1500 < R$	0,00

6.2.3.7. AZIONI DI NEVE, VENTO: q_5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Capitolo 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.



L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomali del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

6.2.3.8. Azioni sismiche q_6

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al Paragrafo 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed sovraccarichi permanenti. Il Committente ed il Progettista, di concerto, potranno definire, in relazione all'importanza dell'opera, una opportuna massa corrispondente al carico variabile.

6.2.3.9 Resistenze passive dei vincoli: q_7

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

6.2.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q_8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore ad un metro. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.3 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$, $h_2 = 1,00\text{m}$.

6.2.3.11 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, di urto di ghiacci e natanti su pile): q_9

Azioni idrauliche. Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del punto 6.2.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso in fase transitoria rapida.

Urto di un veicolo contro le strutture. L'intensità e le modalità di applicazione di questo tipo di azioni vanno definite attraverso una specifica analisi di rischio. In assenza di tale analisi e nel caso in cui si possa verificare l'urto di un veicolo su di un elemento strutturale principale, qual'è ad esempio il caso delle pile dei sovrappassi, si dovrà considerare agente sull'elemento strutturale o sulla sua eventuale protezione un'azione orizzontale applicata a 1,25 m dal piano viario e di intensità pari a 1000 kN, se agente nella direzione di marcia del veicolo, o a 500 kN in direzione perpendicolare. L'area di impatto ha larghezza b pari alla minore delle dimensioni b_1 e b_2 , con $b_1 = \text{larghezza della membratura}$ e $b_2 = 1,50\text{ m}$ ed altezza pari a 0,50 m.

Urto di ghiacci e natanti su pile. L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci, urto dei natanti ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio.

6.2.3.12. Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Di regola, salvo casi particolari adeguatamente motivati, saranno prese in conto le combinazioni di cui alla Tabella 6.2.IV.

Per le singole opere di luce maggiore a 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero di Lavori Pubblici.

Tabella 6.2.IV - Combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche.

		g_1	g_2	g_3	e_1	e_2	e_3	e_4	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
Verifiche Tensionata	T I	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
	T II	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6(**)	0	1	1	1
	T III	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
	T IV	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
	T V	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Stati limite di esercizio (esclusione di A1)	QP	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
	FR	1	1	1	1	1	1	1	ψ	ψ	0	0	0	0	0	0	0
Stati limite ultimi	U I	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	0	0	0	0	1,5		1,5	1,5	(***)
	U II	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	0	0	0,9		1,5	1,5	
	U III	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3		1,5	1,5	
	U IV	1,4	1,4	1,4	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,2 (0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3		1,5	1,5	

Note:

QP - combinazione di azioni quasi permanente. FR - combinazione di azioni frequente.

(*) Per ulteriori stati limite di esercizio valgono T I, T II, T III, T IV.

(**) 0,4 per le verifiche agli stati limite di esercizio.

(***) da valutare caso per caso.

Per le azioni g_i ed e_i si assumono, quando più sfavorevoli, i valori indicati tra parentesi.

Il coefficiente ψ vale:



- per solette, traversi e strutture principali di luce inferiore a 10m: $\Psi = 0,70$
- per strutture principali con luce di calcolo L compresa fra 10 e 100 metri: $\Psi = 0,50$
- per luci superiori a 100m: $\Psi = 0,25$

6.2.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dal presente Testo Unico.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fatica, di fessurazione e di deformazione.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Capitolo 2 del Testo Unico e sono riassunte in Tabella 6.2.IV.

6.2.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si dovrà verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

6.2.4.2 Stati Limite di Servizio

Per gli Stati Limite di Servizio si dovrà verificare che sia: $E_d \leq C_d$, dove C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate, E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione (p.e. uno spostamento o una accelerazione) determinato sulla base delle combinazioni di carico.

6.2.4.2.1. Verifiche allo stato limite di fatica

Al fine di limitare il danneggiamento delle strutture causato dall'azione ripetuta dei carichi variabili, per le combinazioni di carico che risultino determinanti tra quelle prima indicate, vanno eseguite idonee verifiche a fatica.

Particolare attenzione va rivolta alle strutture secondarie di impalcato, ai dispositivi di vincolo ed alle strutture sensibili alle vibrazioni ed ai fenomeni di eccitazione dinamica, quali quelli indotti dal vento.

In mancanza di dati più precisi, derivanti da una approfondita analisi della distribuzione statistica dei carichi, in relazione al previsto periodo di esercizio dell'opera, le verifiche devono essere effettuate per i carichi ed il numero di ripetizioni qui di seguito indicati:

- a) strutture principali: 2×10^6 cicli di carico, considerando un carico mobile con esclusione del coefficiente dinamico per il carico distribuito $q_{i,k}$;
 - strutture secondarie d'impalcato (solette, traversi etc.): 2×10^6 cicli di carico considerando l'intero carico $Q_{i,k}$.

Per tali verifiche si farà riferimento ai metodi seguenti:

Metodi di Classe 1 che prevedono o di limitare le tensioni massime a valori inferiori a prefissati valori di soglia o, valutato il numero di ripetizioni di carico attese durante la vita di servizio, di limitare le azioni a valori ritenuti non tali da causare rotture per fatica.

Metodi di Classe 2 che prevedono di limitare le tensioni da danno equivalente, entro limiti consentiti o ritenuti accettabili.

Indicativamente, per i ponti in acciaio si può fare riferimento ad entrambi i metodi, mentre per le strutture in calcestruzzo si farà riferimento ai Metodi di Classe 1 per la verifica delle tensioni nel calcestruzzo in compressione o di elementi privi di specifica armatura a taglio. In tali casi la limitazione delle tensioni farà riferimento a combinazioni di carico frequenti. Per la verifica delle armature normali o di precompressione si adotteranno i Metodi di Classe 2.

6.2.4.2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni seguenti:

- per combinazioni di carico quasi permanenti, l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 mm in ambiente aggressivo e comunque all'estradosso delle solette ed a 0,3 mm in ambiente normale.
- per combinazioni di carico frequenti l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore rispettivamente a 0,3 e 0,4 mm.

Per le strutture in cemento armato precompresso, in considerazione della maggior sensibilità degli acciai alla corrosione, nelle combinazioni di carico quasi permanenti non si deve verificare decompressione in alcuna sezione. Per combinazioni di carico frequenti l'apertura delle fessure deve risultare inferiore a 0,2 mm in ambiente aggressivo ed a 0,3 mm in ambiente normale.

6.2.4.2.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

6.2.4.3 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nel relativo Paragrafo 3.2.

6.2.4.4 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.



6.2.5. STRUTTURE PORTANTI

6.2.5.1 Impalcato

6.2.5.1.1 SPESSORI MINIMI

Gli spessori minimi delle diverse parti costituenti l'impalcato devono tener conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera e rispettare le prescrizioni delle norme relative ai singoli elementi strutturali.

6.2.5.1.2 STRUTTURE AD ELEMENTI PREFABBRICATI

Nelle strutture costruite in tutto o in parte con elementi prefabbricati, al fine di evitare sovratensioni, distorsioni o danneggiamenti dovuti a difetti esecutivi o di montaggio, deve essere assicurata la compatibilità geometrica tra le diverse parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze costruttive.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi.

Nel caso di elementi in cemento armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo vanno considerate le redistribuzioni di sforzo differite nel tempo che si manifestano tra parti realizzate o sottoposte a carico in tempi successivi e le analoghe redistribuzioni che derivano da variazioni dei vincoli.

6.2.5.2 Pile

6.2.5.2.1 SPESSORI MINIMI

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

6.2.5.2.2 SCHEMATIZZAZIONE E CALCOLO

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente per quel che riguarda l'interazione con le opere di fondazione.

Le sommità delle pile deve essere verificata nei confronti degli effetti locali derivanti dalle azioni concentrate trasmesse dagli apparecchi di appoggio.

Si deve verificare che gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con gli spostamenti massimi alla sommità delle pile, provocati dalle combinazioni delle azioni più sfavorevoli e, nelle pile alte, dalla differenza di temperatura tra le facce delle pile stesse.

6.2.6. VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

Per strutture realizzate in più fasi, i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

I dispositivi di vincolo devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e cinematico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale (ponti in curva, ponti in obliquo, ponti con geometria in pianta irregolare) devono derivare da un adeguato studio di capacità statica e di compatibilità cinematica.

6.2.6.1 Protezione dei vincoli

Le varie parti dei dispositivi di vincolo devono essere adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

6.2.6.2 Controllo, manutenzione e sostituzione

I vincoli del ponte devono essere accessibili al fine di consentirne il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

6.2.6.3 Vincoli in zona sismica

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto degli eventuali urti conseguenti al comportamento dinamico, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

6.2.7. OPERE ACCESSORIE. IMPERMEABILIZZAZIONE, PAVIMENTAZIONI, GIUNTE E ALTRO

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

6.2.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

6.2.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

6.2.7.3 Giunti

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modali-



tà del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrassollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

6.2.7.4 Smaltimento delle acque piovane

Lo smaltimento delle acque piovane deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte.

A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione.

6.2.7.5 Dispositivi per l'ispezionabilità e la manutenzione delle opere

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, etc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti forza, chiaramente individuabili e tali consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

6.2.8. NORME DI ESECUZIONE E COLLAUDO

6.2.8.1 Esecuzione

Durante l'esecuzione dei lavori si accerterà l'effettiva attuazione dei provvedimenti che portano a realizzare l'opera secondo le prestazioni attese.

In particolare, si controllerà costantemente la corrispondenza tra assunzioni e prescrizioni progettuali e l'effettivo sviluppo dell'opera, svolgendo misurazioni e rilevamenti e verificando la rispondenza delle modalità tecnico esecutive adottate, alle specifiche di Progetto e di Capitolato.

Se del caso si provvederà ad adeguare l'opera alle situazioni effettivamente riscontrate in cantiere.

Particolare attenzione deve essere rivolta al controllo in corso d'opera della qualità dei materiali.

6.2.8.2 Collaudo statico

I ponti non possono essere posti in esercizio prima dell'esecuzione del collaudo statico di cui all'art. 7 della Legge n. 1086 del 5 novembre 1971.

Per il collaudo statico l'impalcato del ponte deve essere soggetto al massimo carico di progetto, comprensivo dell'effetto dinamico, e disposto nelle condizioni più sfavorevoli al fine di produrre il massimo cimento statico previsto in progetto. Dovrà essere controllato che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e le eventuali deformazioni residue non risultino superiori al 10% di quelle massime, ovvero successive prove di carico dimostrino che la deformazione residua tenda a diminuire, fino rientrare nella soglia del 10%.

Per i ponti a campata multipla, ogni campata deve essere sottoposta ai carichi massimi di progetto di cui al paragrafo precedente, e per ogni campata ogni 5, bisogna procedere alla collaudabilità statica di cui al paragrafo precedente.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

Le operazioni di collaudo dovranno svolgersi in conformità alle prescrizioni di cui al Capitolo 8.



6.3. OPERE FERROVIARIE

Le presenti norme si applicano alle opere sottobinario per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza ed a quelli relativi alla loro esecuzione.

Relativamente alle nuove opere su linee esistenti il Gestore dell'Infrastruttura definirà i parametri indicati al Paragrafo 2.5 del presente Testo Unico (vita utile, periodo di ritorno da considerare per fenomeni naturali, ecc.) definendo altresì l'ammissibilità o meno del criterio di verifica alle tensioni in funzione della specificità dell'opera da realizzare e dei materiali impiegati.

6.3.1. PONTI FERROVIARI

Le norme si applicano per la progettazione, esecuzione e collaudo dei nuovi ponti ferroviari, nonché a quelli esistenti interessati da consolidamento, restauro statico, adeguamento e ristrutturazione.

6.3.1.1 Principali criteri progettuali e manutentivi

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

Sono consentite tipologie strutturali di tipo a travata (semplicemente appoggiata o continua) o ad arco. Non sono ammesse strutture con seggiole "Gerber". Per l'adozione di tipologie particolari è necessaria una specifica approvazione da parte del Gestore dell'Infrastruttura. Gli impalcati continui dovranno essere progettati con un rapporto tra le luci tale che, nella condizione di carico più sfavorevole, il rapporto tra la reazione positiva dovuta ai carichi permanenti e quella negativa dovuta alle azioni variabili non deve essere inferiore a 1.2; e, comunque, in detta condizione la minima reazione totale dell'impalcato non deve essere inferiore a 250 kN.

Le fondazioni delle pile e delle spalle di ponti e di viadotti che attraversano corsi d'acqua dovranno essere dimensionate tenendo conto della possibile erosione al piede.

Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, etc.). In particolare, qualora si adottino appoggi in acciaio-teflon, questi devono essere posizionati su appositi baggioli tali per cui lo spessore completo dell'appoggio più il baggiolo deve risultare non inferiore a 40 cm.

Per le gallerie artificiali aventi una lunghezza maggiore o uguale a 100 m occorre condurre le verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali, considerando una caratteristica di resistenza al fuoco degli elementi $R \geq 90$ lungo linea ed $R \geq 120$ in corrispondenza di fermate e stazioni.



ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali e degli apparecchi di appoggio.

In presenza di viadotti, al fine di limitare la lunghezza dei percorsi di ispezione ed i relativi costi, è da prevedersi una scala di discesa dall'impalcato ai pulvini delle pile ogni tre campate del viadotto stesso e comunque ad una distanza non superiore a 100 metri l'una dall'altra, quando trattasi di impalcati a cassone che possono essere percorsi al loro interno, oppure una in corrispondenza di ogni pila quando si tratta di impalcati a travi o a cassone continuo. La scala di discesa ai pulvini deve essere completamente esterna alla soletta. Sempre al fine di rendere le strutture più facilmente ispezionabili, l'altezza libera corrente all'interno di sezioni chiuse deve risultare non minore di 1,80 m. Qualora si adottino soluzioni strutturali a due cassoncini per via di corsa sono ammesse, previo approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori al limite suddetto fino ad un minimo di 1,60 m, a condizione che la lunghezza totale del viadotto non sia superiore a 600 m e che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. Ove si adottino impalcati a singolo cassone per via di corsa o a monocassone per due o più binari, sono ammesse, previo approvazione del Gestore dell'Infrastruttura, altezze interne inferiori a 1,80 m fino ad un minimo di 1,60 m, a condizione che vi siano discese dall'impalcato al pulvino disposte una ogni due pile. In presenza di viadotti lunghi più di 1000 m, è necessario prevedere l'accesso ai pulvini anche direttamente da terra mediante scale di sicurezza esterne alla pila, dotate di un dispositivo anti-intrusione il cui tipo dovrà essere preventivamente approvato dal Gestore dell'Infrastruttura. Tali scale devono essere disposte in maniera da garantire un accesso al viadotto al più ogni 500 m.

In tutti gli impalcati a sezione chiusa dovranno essere previsti fori od aperture atte ad evacuare le acque che per cause accidentali possono infiltrarsi all'interno della struttura.

Tutte le pile a sezione cava devono essere in generale chiuse; qualora, per particolari esigenze, se ne deve prevedere l'ispezionabilità, occorre realizzare sul pulvino un passo d'uomo provvisto di adeguata chiusura di sicurezza; in ogni caso, devono essere previsti fori di aerazione opportunamente protetti con griglie anti intrusione.

Per i ponti di maggiore importanza e/o situati in zone impervie o difficilmente accessibili, nonché per le travate metalliche di maggior lunghezza, al fine di agevolare le operazioni di controllo o di riparazione sia dell'impalcato che delle briglie superiori, sono da prevedere carrelli di ispezione lasciati in situ o almeno vic di corsa per i carrelli da montare all'atto delle visite.

Il Gestore dell'Infrastruttura si doterà di sistemi di BMS (bridge management system) per la standardizzazione delle procedure di ispezione e valutazione dello stato di conservazione dei ponti al fine di mantenere il loro livello di sicurezza ai valori più elevati possibili.

COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Per opere in attraversamento di corsi d'acqua naturali o artificiali, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione ed all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento delle indagini e della relativa relazione tecnica saranno commisurati all'importanza del problema ed al grado di elaborazione del progetto.

È vietata la realizzazione di pile nell'alveo interessato dalla corrente principale (alveo di magra), salvo casi particolari rigorosamente motivati, con parere preventivo espresso dell'Autorità di vigilanza sui corsi d'acqua. Qualora ciò si verificasse e, in ogni caso, per pile e spalle in zone golenali o in zone potenzialmente interessate da correnti idrauliche, sono richiesti uno studio dei potenziali fenomeni di erosione e di scalzamento e la definizione delle azioni idrauliche agenti sulle pile e sulle spalle interessate dalla corrente.

Per la valutazione dell'azione idraulica agente sulle pile e sulle spalle, il periodo di ritorno sul quale va valutata la massima intensità dell'azione è assunto pari a 200 anni, che sarà utilizzato anche per la determinazione del franco idraulico.

6.3.1.2 Azioni sulle opere

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e ridotto.

6.3.1.2.1. AZIONI PERMANENTI

Le azioni permanenti che andranno considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

a) Carichi permanenti portati

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18.0 kN/m^3 applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0.80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m^3 .

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi. Salvo più accurate determinazioni, si potranno considerare pannelli fonoassorbenti del peso a metro quadro pari a 2.5 kN/m^2 e dell'altezza pari a 4.0 m dal piano della soletta.



b) *Spinte idrauliche*

La determinazione delle spinte idrauliche dovrà essere effettuata sulla base di uno studio idrologico - idraulico relativo al corso d'acqua attraversato. Per tale studio si utilizzerà di norma la schematizzazione di moto stazionario monodimensionale. In casi di particolare complessità si dovrà ricorrere a modelli in moto vario e/o bidimensionale.

6.3.1.1.2 AZIONI VARIABILI

A) *Carichi verticali*

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico **LM 71**), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico **SW**)

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " α ", variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.) secondo le indicazioni di dettaglio definite dal Gestore dell'Infrastruttura.

Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito⁽¹⁾:

TRENO DI CARICO LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 6.3.1 e risulta costituito da:

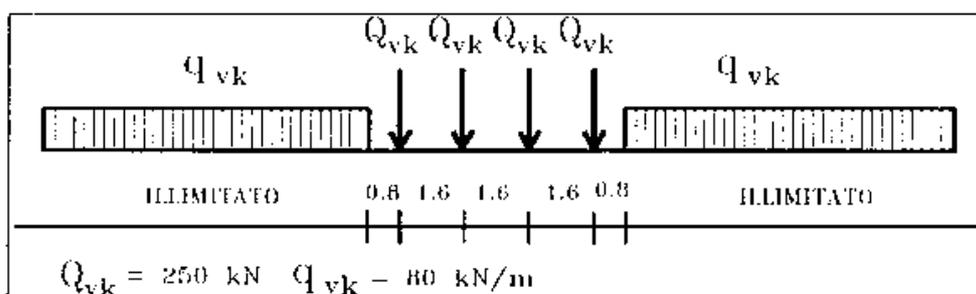


Fig. 6.3.1 - Treno di carico LM 71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità, calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse, viene assunta pari a:

⁽¹⁾ Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto del coefficiente α per i carichi indicati nelle Fig. 6.3.1 e Fig. 6.3.2.

$$Q_{V2}/Q_{V1} = 1.25$$

essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse.

La eccentricità trasversale risultante è, quindi, pari a $s/18$ con $s = 1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

TRENO DI CARICO SW

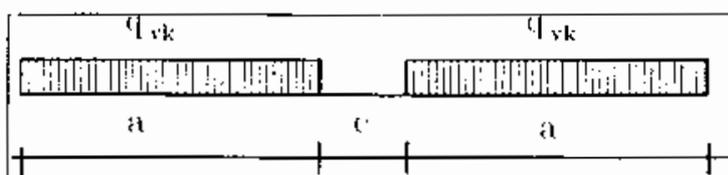


Fig. 6.3.2 - Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 6.3.2 e, per tale modello di carico, sono considerati due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2; le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 6.3-1.

Tab. 6.3-1 - Caratteristiche Treni di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Per casi particolari e, comunque, limitatamente a travi semplicemente appoggiate, possono adottarsi i carichi equivalenti flettenti (P_f) e taglianti (P_t), relativi ai treni di carico di cui in precedenza, assumendo:

- come diagramma dei momenti flettenti, dovuti al sovraccarico P_f direttamente applicato, la figura formata da due semiparabole ad asse verticale, simmetricamente disposte rispetto alla mezzzeria, di ordinata massima pari a $M = 1/8 P_f l^2$ e riunite da una orizzontale tangente ad entrambi i vertici e di lunghezza $Z = (1 - \frac{P_t}{P_f})L$;
- come diagramma dei massimi sforzi di taglio, quello prodotto dal sovraccarico uniformemente ripartito P_t corrispondente ad una luce uguale alla lunghezza del binario da sovraccaricarsi per avere il massimo sforzo nella sezione considerata.

Si precisa, inoltre, che per le travi trasversali non potranno utilizzarsi gli equivalenti flettenti e taglianti di cui in precedenza, ma dovranno valutarsi le massime azioni sulle travi trasversali associate al transito dei treni.



TRENO SCARICO

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 12.5 kN/m.

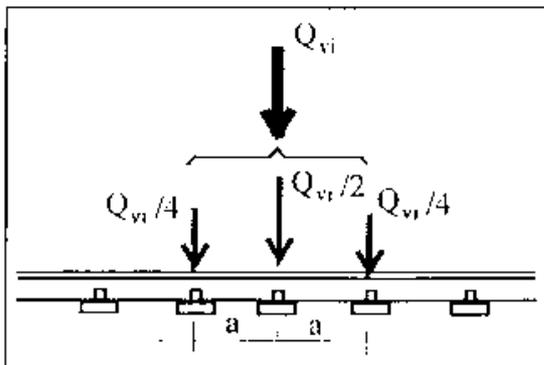
Ripartizione locale dei carichi

Fig. 6.3.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 6.3.3).

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

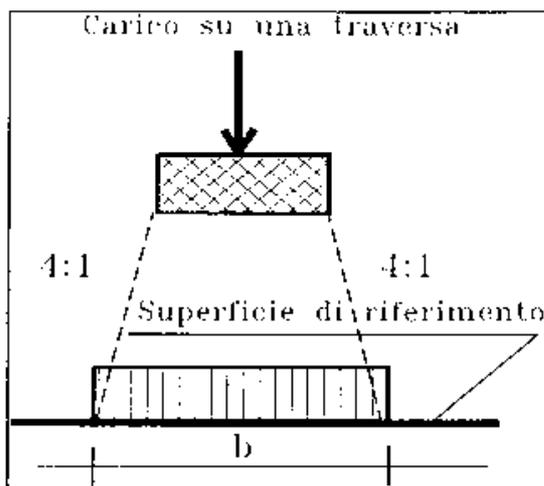


Fig. 6.3.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 6.3.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie superiore dell'impalcato.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettilineo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 6.3.5.

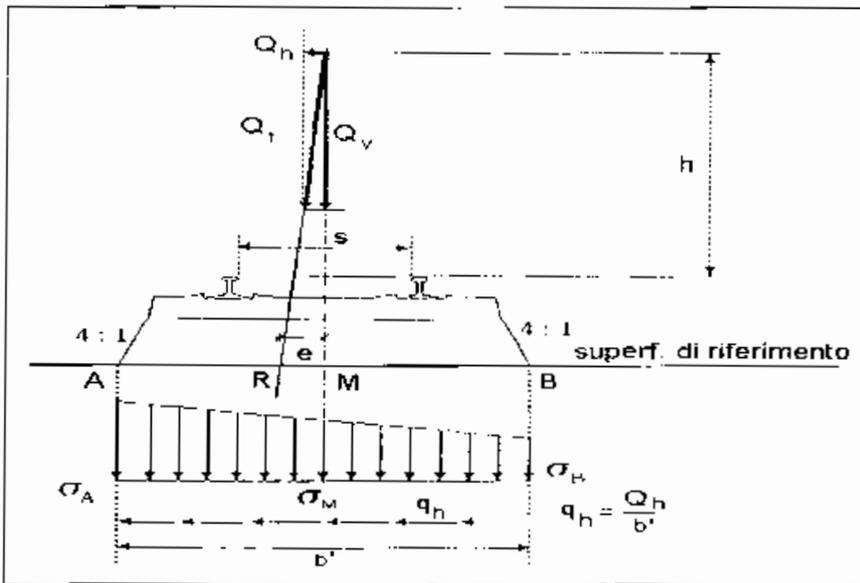


Fig. 6.3.5 - Distribuzione trasversale in rettilineo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 6.3.6.

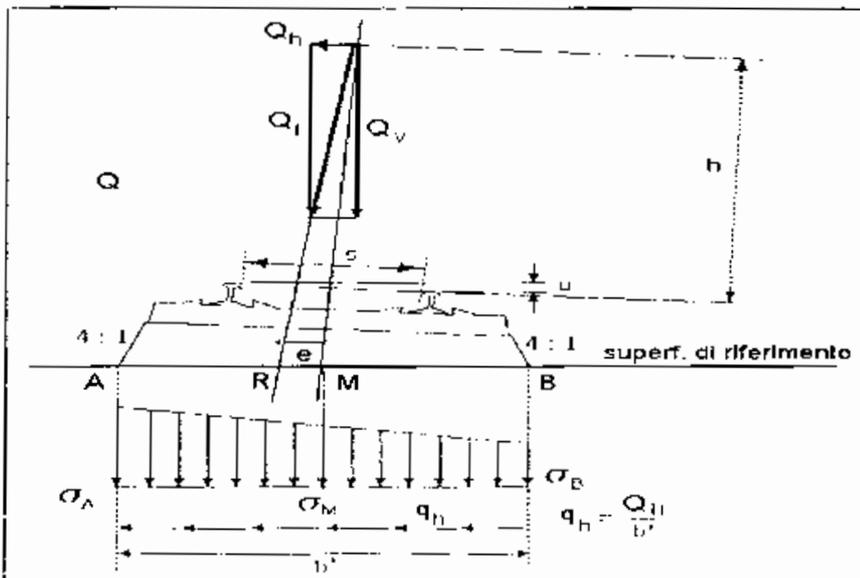


Fig. 6.3.6. - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast



Carichi verticali equivalenti per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0.70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3.0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

B) Effetti dinamici

Le tensioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

COEFFICIENTI DINAMICI $\Phi_2 - \Phi_3 - \Phi_{reale}$

Campo di applicazione

I coefficienti dinamici Φ tengono conto (solo per le usuali tipologie di ponti ferroviari) delle amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, con le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati.

Pertanto, nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 250 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 6.3.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 250 km/h e/o quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 6.3.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, etc.) dovrà effettuarsi una analisi di "runnability" secondo le modalità e con i treni "reali" forniti dal Gestore dell'Infrastruttura.

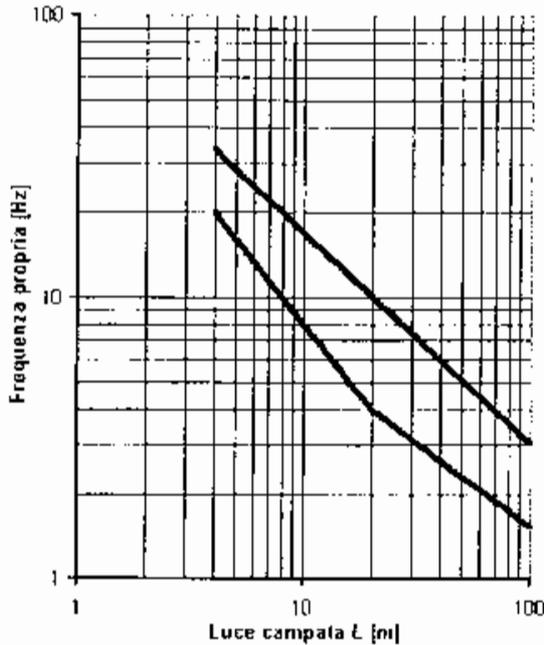


Fig. 6.3.7 - Limiti delle frequenze proprie n_0 in Hz in funzione della luce della campata

Si riporta di seguito (Fig. 6.3.8) il diagramma di flusso esplicativo delle situazioni in cui è necessario effettuare l'analisi dinamica, dove i simboli hanno i seguenti significati:

V è la velocità massima sul ponte;

L è la luce in metri del ponte;

n_0 è la prima frequenza propria flessionale del ponte in Hz;

n_t è la prima frequenza propria torsionale del ponte in Hz;

$(v/n_0)_{lim}$ è dato in funzione di v_{lim}/n_0 nella sottostante tabella:

Tab. 6.3-II: Massimi valori di $(v/n_0)_{lim}$ per travi semplicemente appoggiate ed $a_{max} < 3.5 \text{ m/sec}^2$

Mass m 10 ³ kg/m	Spm E m ²	ξ %	≥ 5.0	≥ 7.0	≥ 9.0	≥ 10.0	≥ 13.0	≥ 15.0	≥ 18.0	≥ 20.0	≥ 25.0	≥ 30.0	≥ 40.0	≥ 50.0
			v/n_0 m											
[5.00,7.50]	2		1.71	1.78	1.88	1.88	1.93	1.93	2.13	2.13	3.08	3.08	3.54	3.59
	4		1.71	1.83	1.93	1.93	2.13	2.24	3.03	3.08	3.38	3.54	4.31	4.31
[7.50,10.0]	2		1.94	2.08	2.64	2.64	2.77	2.77	3.06	5.00	5.14	5.20	5.35	5.42
	4		2.15	2.64	2.77	2.98	4.93	5.00	5.14	5.21	5.35	5.62	6.39	6.53
[10.0,12.5]	1		2.40	2.50	2.50	2.50	2.71	6.15	6.25	6.36	6.36	6.45	6.45	6.57
	2		2.50	2.71	2.71	5.83	6.15	6.25	6.36	6.36	6.45	6.45	7.19	7.29
[12.5,15.0]	1		2.50	2.50	3.58	3.58	5.24	5.24	5.36	5.36	7.86	9.14	9.14	9.14
	2		3.45	5.13	5.24	5.24	5.36	5.36	7.86	8.22	9.53	9.76	10.36	10.48
[15.0,17.5]	1		3.00	5.33	5.33	5.33	6.33	6.33	6.50	6.50	6.50	7.80	7.80	7.80
	2		5.33	5.33	6.33	6.33	6.50	6.50	10.17	10.33	10.33	10.50	10.67	12.40
[17.5,20.0]	1		3.50	6.33	6.33	6.33	6.50	6.50	7.17	7.17	10.67	12.80	12.80	12.80
	2		5.21	5.21	5.42	7.08	7.50	7.50	13.54	13.54	13.96	14.17	14.38	14.38
[25.0,30.0]	1		6.25	6.46	6.46	10.21	10.21	10.21	10.63	10.63	12.75	12.75	12.75	12.75
	2					10.56	18.33	18.33	18.61	18.61	18.89	19.17	19.17	19.17
≥ 40.0	1					14.73	15.00	15.56	15.56	15.83	18.33	18.33	18.33	18.33
	2													

Le [a,b) indica $a \leq L < b$

Nota 1: La tabella include un fattore di sicurezza di 1.2 sui valori $(v/n_0)_{lim}$ è per accelerazioni, deformazioni e resistenza e di 1.0 sul valore di $(v/n_0)_{lim}$ per la fatica.

Nota 2: La tabella tiene conto del termine $(1 - \varphi^{**}/2)$ per le irregolarità di binario.



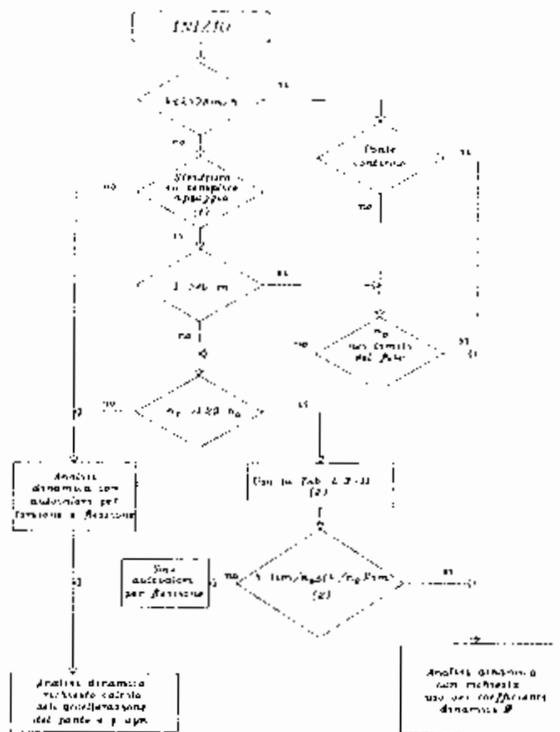


Fig. 6.3.8 – Diagramma di Flusso per determinare quando è richiesta l'analisi dinamica

Effettuate dette analisi dinamiche, in funzione delle diverse velocità di transito V , dovranno riportarsi in grafico le seguenti grandezze:

1) Il rapporto $\varphi'_{\text{Reale},f}$ così definito:

$$\varphi'_{\text{Reale},f}(V) = \left| \frac{\delta_{\text{din}}(V)}{\delta_{\text{stat}}} \right|$$

ove: $\delta_{\text{din}}(V)$ e δ_{stat} rappresentano rispettivamente la freccia massima del ponte alla generica velocità V di transito e la freccia massima in condizioni quasi statiche.

2) L'accelerazione verticale massima $A_{V\text{max}}$ dell'impalcato alla generica velocità V .

I valori massimi di tali parametri dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\varphi'_{\text{Reale},f} \leq 2,5$$

$$A_{V\text{max}} \leq 3,5 \text{ m/sec}^2 \quad \text{nel campo di frequenze tra 0 e 20 Hz}$$

Il valore massimo dell'incremento dinamico $\varphi'_{\text{Reale},f}$ andrà confrontato con quello ($\varphi_{\text{Reale}} = 1 + \varphi' + \varphi''$) ricavato secondo l'indicazione riportate nel seguito del presente paragrafo (COEFFICIENTI DINAMICI REALI), determinato per la massima velocità di progetto del ponte.

Il massimo valore tra φ_{Reale} e $\varphi'_{\text{Reale},f}$ verrà assunto come incremento dinamico per il treno reale e con tale valore andranno effettuate tutte le verifiche che le presenti istruzioni prevedono.

In Fig. 6.3.7 il "fuso" è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_0 = 94.76 \cdot L^{-0.748}$$

un limite inferiore pari a:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_0 = 23.58 \cdot L^{-0.592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla L_ϕ definita come di seguito.

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad [\text{Hz}]$$

dove, $\delta_0^{(2)}$ rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezz'ora e dovuta alle azioni permanenti.

La prima frequenza torsionale può invece valutarsi con la seguente formula:

$$n_1 = \frac{1}{2} L \times [\sqrt{Gx}] / (m \rho^2) \quad [\text{Hz}]$$

dove ρ = raggio giratore d'inerzia della sezione trasversale del ponte

dove I_p = momento d'inerzia polare della sezione trasversale del ponte

COEFFICIENTI DINAMICI Φ

I coefficienti dinamici Φ che incrementano l'intensità dei modelli di carico si assumono pari a:

$$\Phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri⁽³⁾, pari alla distanza tra gli appoggi per le travi e solette semplicemente appoggiate e da definire per i diversi tipi strutturali e gli elementi strutturali da verificare (solette, pile, appoggi, travi)

Il coefficiente dinamico da impiegarsi nella progettazione deve essere specificato di volta in volta; in mancanza di diverse indicazioni specifiche da parte del Gestore dell'Infrastruttura, si applicherà il coefficiente Φ .

Ove le tensioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

⁽²⁾ Per ponti in calcestruzzo δ_0 deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

⁽³⁾ I coefficienti dinamici sono stati stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.



Questo coefficiente dinamico Φ non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- treno scarico;
- treni reali;
- treni per la verifica a fatica.

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico $\beta^{(1)}$, variabile esclusivamente in ragione della luce del ponte, tale da assumere i seguenti valori:

$$\beta = 1.0 \text{ per } L \leq 8 \text{ m ed } L > 90.0 \text{ m}$$

$$\beta = 1.1 \text{ per } 8 \text{ m} < L \leq 90 \text{ m}$$

COEFFICIENTE DINAMICO RIDOTTO Φ_{rid}

Nei casi di ponti ad arco o sovraccrociati, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1.0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1.00}{10} \geq 1.0$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2.50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

COEFFICIENTI DINAMICI REALI

Qualora, per problemi specifici, si debba prendere in considerazione l'amplificazione dinamica delle sollecitazioni per un dato treno reale, transitante sul ponte a velocità V (in m/sec), i carichi dovuti al convoglio verranno moltiplicati per uno dei due seguenti coefficienti dinamici "reali":

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + 0.5 \varphi'' \quad \text{per linee con elevato standard manutentivo}$$

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad \text{per linee con ridotto standard manutentivo}$$

ove:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^2} \quad \text{con} \quad K = \frac{v}{2L \cdot n_0}$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 \cdot e^{\left(\frac{L_0}{16}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{n_0 L_0}{80} - 1\right) e^{\left(\frac{L_0}{20}\right)^2} \right]$$

$$\text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = \frac{v}{22}; \quad \text{se } v > 22 \text{ m/s} \Rightarrow \alpha = 1$$

⁽⁴⁾ Il coefficiente β viene inserito per tener conto anche del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento.

dove:

v = Velocità [m/s];

n_0 = prima frequenza flessionale del ponte in [Hz];

$L\phi$ = lunghezza caratteristica;

α = coefficiente funzione della velocità del convoglio.

Di regola, il calcolo del φ_{reale} viene fatto per un ponte con frequenza nota: in mancanza di tale informazione il calcolo del φ_{reale} andrà condotto sia per il limite superiore che per quello inferiore di n_0 e andrà assunto il valore più sfavorevole.

I limiti superiori ed inferiori per le frequenze proprie sono indicati nella Fig. 6.3.7.

C) Forze orizzontali

FORZA CENTRIFUGA

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ovvero siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot q_{vk})$$

ove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.



$$f = \left[1 - \frac{V - 160}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \right]$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

dove:

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 160$ km/h o $L_f \leq 2.88$ m;

$f < 1$ per $160 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f > 2.88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 160 km/h, saranno considerati due casi:

- Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 160$ km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;
- Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

Ove si abbia un coefficiente α moltiplicatore dei modelli di carico verticale maggiore di 1, per la determinazione della forza centrifuga, tale coefficiente dovrà essere ridotto all'unità.

AZIONE LATERALE (SERPEGGIO)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore non deve essere moltiplicato per α e per il coefficiente Φ .

In relazione alla tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.) il Gestore dell'Infrastruttura potrà precisare coefficienti di adattamento, del valore dell'azione in oggetto, alla singola tipologia di infrastruttura.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{fb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0
 $Q_{fb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]^{(1)}$ per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali.

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri il Gestore dell'Infrastruttura specificherà i requisiti aggiuntivi per tenere conto degli effetti di frenatura ed avviamento.

In relazione alla tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.) il Gestore dell'Infrastruttura potrà precisare coefficienti di adattamento, del valore dell'azione in oggetto, alla singola tipologia di infrastruttura.

D) Azioni ambientali

AZIONE DEL VENTO

Le azioni del vento sono definite al punto 3.3 del presente Testo Unico.

Nello stesso testo sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

⁽¹⁾ Per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 6.3-I e con la Tab 6.3-I.



Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

TEMPERATURA

Le azioni della temperatura sono definite al punto 3.4 del presente testo unico.

Nello stesso testo sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni c/o degli stati tensionali delle strutture isostatiche, possono assumersi i seguenti campi di variazione termica.

Variazioni termiche della struttura

a) variazione termica uniforme volumetrica

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media dal sito, in mancanza di studi approfonditi sono da assumersi pari a:

- Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p. $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
- Impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$
- Strutture in calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato.

b) variazione termica non uniformi

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5°C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcato a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Per il calcolo degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziali, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte. Tali ipotesi potranno essere adottate solo per le usuali tipologie di pile a sezione cava.

Per tali elementi strutturali dovranno essere valutati contemporaneamente i seguenti effetti:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10°C (sia con interno più caldo dell'esterno che viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;
- ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale situazione si potrà considerare un valore di

ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, riferito ad una altezza della parete di calcestruzzo pari a 5 volte lo spessore della parete della pila, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad $1/3$ di quello misurato;

- variazione termica uniforme tra fusto pila e zattera interrata pari a $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10°C . Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nel verso opposto.

Ai fini delle verifiche di interazione di cui al punto E), le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso, all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. Beninteso, quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media.

In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

Variazioni termiche del binario

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluenza ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi, delle tensioni aggiuntive nelle rotaie dovute all'interazione e non generando scorrimenti relativi binario-impalcato;
- in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a $+30^{\circ}\text{C}$ e -40°C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcato in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

NIVF

Limitatamente alle fasi di costruzioni del ponte, dovrà considerarsi un carico da neve il cui valore caratteristico sarà assunto concordemente con le norme relative alle azioni sulle costruzioni.

E) Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si produrranno effetti di intera-



zione tra binario e struttura tali da indurre forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio), e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco). In particolare, le azioni longitudinali dovute alla frenatura o all'avviamento andranno a scaricarsi per una parte sul rilevato posto a tergo della spalla ove la rotaia risulta essere continua e, per la parte restante, sulla sottostruttura del ponte. Inoltre, per effetto dell'inflessione sotto l'azione dei carichi verticali e delle variazioni termiche fra impalcato e rotaia, nonché della viscosità e del ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p., si produrranno delle azioni longitudinali sulla rotaia e sulla sottostruttura del ponte (appoggi, pile, etc.) a risultante complessivamente nulla.

Le suddette azioni longitudinali dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, etc.), e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato). Per la valutazione delle sollecitazioni determinate su ciascun impalcato dalle azioni di interazione dovrà considerarsi agente sull'estradosso dell'impalcato stesso una distribuzione uniforme di forze aventi come risultante, in intensità e verso, la generica reazione sul vincolo fisso indotta dagli effetti di interazione, tenendo ovviamente conto del verso delle varie forze, come precisato nel seguito. Nella valutazione di dette sollecitazioni dovranno considerarsi le differenze di quota fra estradosso impalcato, asse baricentrico e centro di rotazione dell'appoggio fisso.

Nel calcolo delle azioni longitudinali dovranno essere considerati, di norma, gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro delle strutture in c.a. e c.a.p. potranno, normalmente, essere trascurati.

Si precisa che il calcolo degli effetti dell'interazione statica treno-binario-struttura non va condotto per strutture scatolari sotto binario e per impalcato di portata teorica inferiore a 20 m. Per essi, come forze orizzontali longitudinali, possono essere considerate le sole azioni prodotte da frenatura ed avviamento.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere quella calcolata non considerando gli effetti dello scalzamento nel caso di pile in alveo.

VERIFICHE DI SICUREZZA SUL BINARIO

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i seguenti limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario e estradosso dell'impalcato o del rilevato.

L'incremento massimo di tensione nella rotaia, causato dall'interazione binario-struttura prodotta dai carichi sarà assunto pari a:

$$\Delta\sigma_{c,max} = 60 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la compressione})$$

$$\Delta\sigma_{t,max} = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{per la trazione})$$

Lo spostamento massimo consentito tra estradosso dell'impalcato o del rilevato e la faccia inferiore della traversa dovuto alle sole forze di avviamento e/o di frenatura sarà assunto pari a 5 mm.

Tali limiti sono validi per le seguenti condizioni di posa e di tracciato:

Posa su ballast:

- traverse in c.a.p.;
- rotaie UIC 60;
- raggio di curvatura planimetrico superiore a 1500 m sia sul ponte che per un tratto di linea della lunghezza di 100 m a tergo di entrambe le spalle;
- ballast consolidato, così come definito nella istruzione sulla Lunga Rotaia Saldata (LRS) indicata nel seguito;
- assenza di apparecchi di dilatazione del binario;
- buone condizioni di stabilità del rilevato nella zona di transizione.

Attacco diretto per travate metalliche

Ferma restando l'ipotesi di assenza di apparecchi di dilatazione del binario devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- a partire dall'appoggio fisso e per 0,15 L, sono disposti attacchi indiretti di tipo "K", con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 15 kN per attacco;
- nella parte restante dell'impalcato, e dunque per 0,85L, sono disposti attacchi elastici con resistenza media di attrito corrispondente ad un serraggio pari a 4 kN per attacco.

Qualora le caratteristiche dell'armamento e del tracciato sopra riportate non fossero rispettate, dovranno essere richiesti al Gestore dell'Infrastruttura i valori ammissibili dell'incremento delle tensioni nelle rotaie e dello spostamento.

Ove si operi nell'ambito del metodo di verifica agli Stati Limite la verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione rara del metodo S.L.E., adottando per le azioni di cui al precedente punto E) coefficienti $\psi_w=1.0$ fermo restando i suesposti limiti di incremento di tensione nella rotaia.

METODOLOGIA DI VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI INTERAZIONE

Gli effetti dell'interazione binario-struttura in termini di azioni longitudinali trasmesse alla sottostruttura (reazioni vincolari negli appoggi fissi), tensioni supplementari nel binario e scorrimenti relativi binario-impalcato, saranno valutati mediante una serie di analisi di simulazione del comportamento del ponte soggetto alle azioni termiche ed ai carichi orizzontali e verticali dei convogli in transito, portando in conto la resistenza ai movimenti longitudinali del binario e la rigidità della struttura, secondo le indicazioni fornite dal Gestore dell'Infrastruttura.

Per quanto concerne la resistenza opposta dal binario agli scorrimenti longitudinali, in mancanza di appositi accertamenti sperimentali e di una modellazione ad essi più aderente, si potrà far riferimento al diagramma di Fig. 6.3.8 e Fig. 6.3.9 rispettivamente per i casi di posa dell'armamento su ballast e di posa diretta dell'armamento.



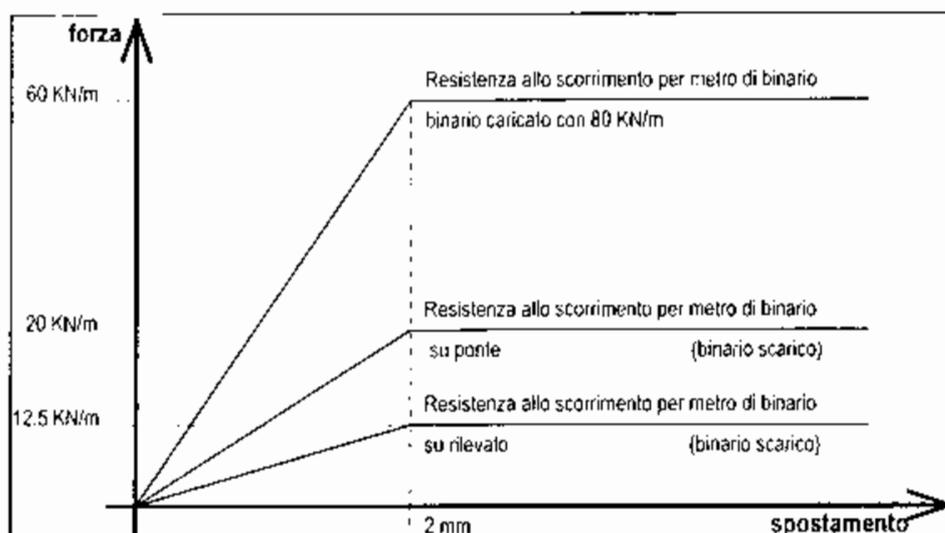


Fig. 6.3.8 - Legame forza-spostamento del ballast in direzione longitudinale.

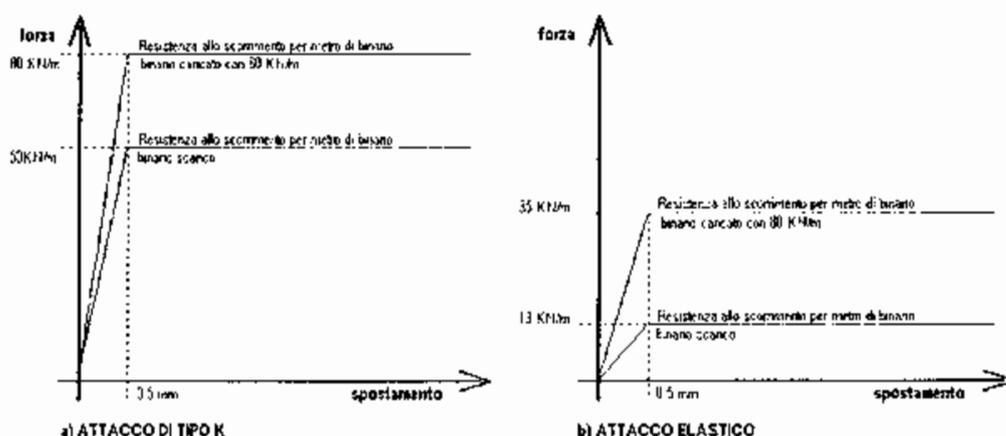


Fig. 6.3.9 - Resistenza allo scorrimento nel caso di posa diretta con attacco indiretto di tipo tradizionale e con attacco elastico con interasse nominale delle traverse di 0,60 m.

F) Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso, i valori delle azioni aerodinamiche dovranno essere cumulati con l'azione del vento così come definito al punto 3.3 del presente testo unico.

Per il dimensionamento di dettaglio delle opere il Gestore dell'Infrastruttura fornirà specifici criteri di analisi e verifiche con particolare riferimento ai fenomeni dinamici e di fatica cui le stesse risultano soggette.

SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO

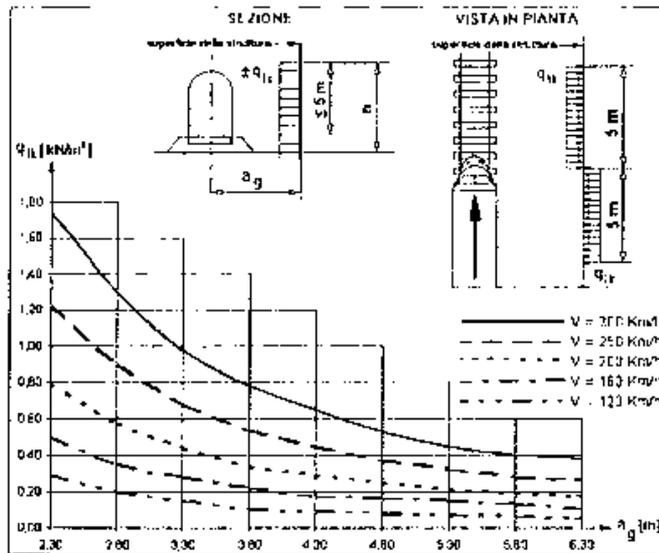


Fig. 6.3.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 6.3.10.

I valori caratteristici sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0.85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0.60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è minore o eguale ad 1.0 m o se la larghezza è minore o uguale a 2.50 m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1.3$.



SUPERFICI ORIZZONTALI AL DI SOPRA DEL BINARIO

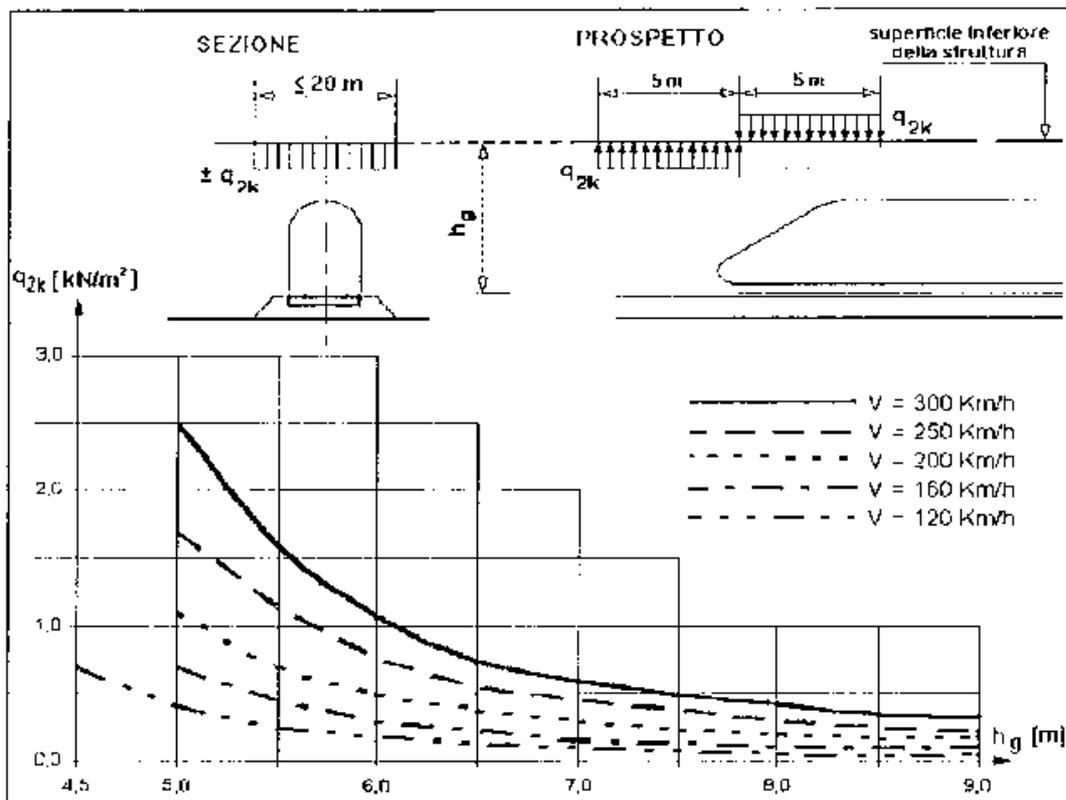


Fig. 6.3.11 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$ relative a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 6.3.11.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto nel precedente punto (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO).

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0.75 per una larghezza fino a 1.50 m.

SUPERFICI ORIZZONTALI ADIACENTI IL BINARIO

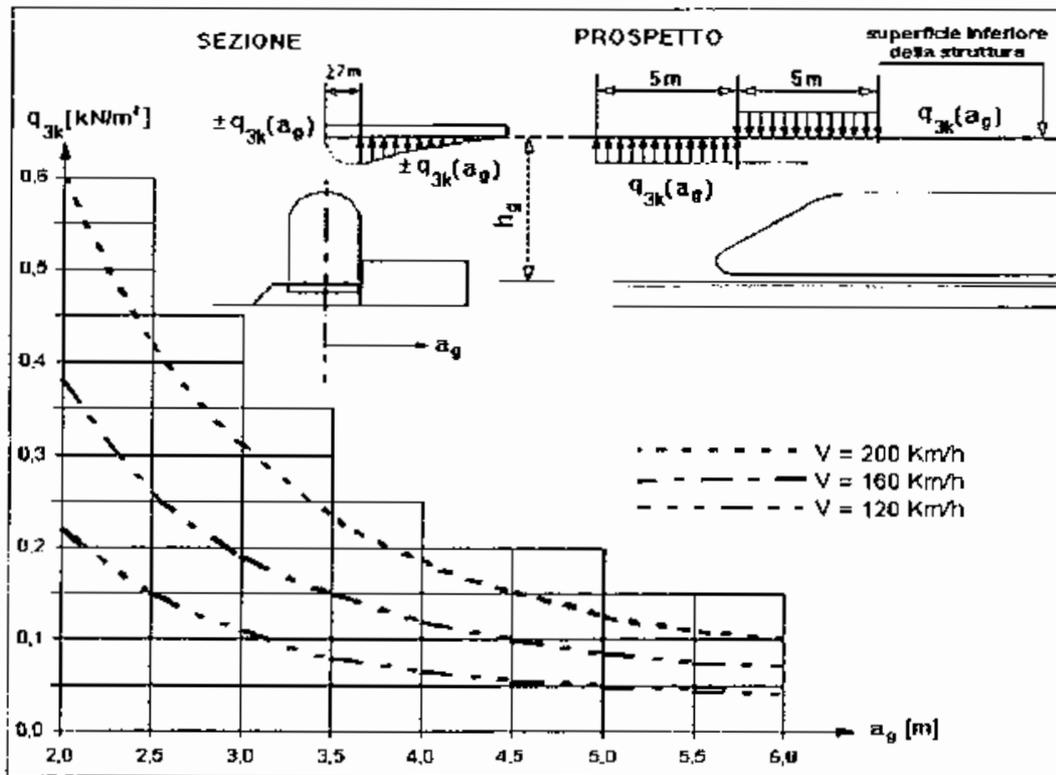


Fig. 6.3.12 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 6.3.12, e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3.80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7.5 - h_g)}{3.7} \quad \text{per } 3.8 \text{ m} < h_g < 7.5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7.5 \text{ m},$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

STRUTTURE CON SUPERFICI MULTIPLE A FIANCO DEL BINARIO SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI O INCLINATE

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, sono forniti in Fig. 6.3.13 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente punto (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO) adottando una distanza fittizia dal binario pari a:



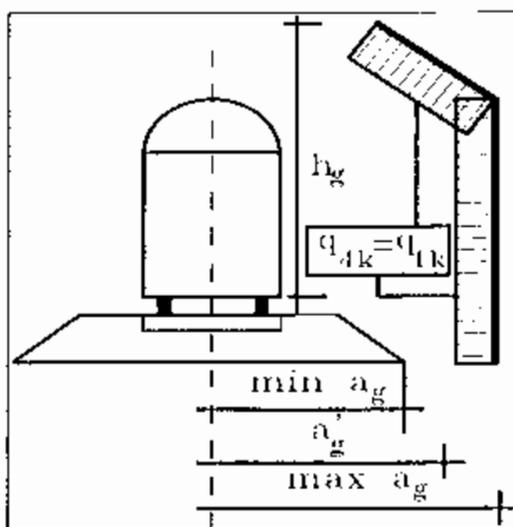


Fig. 6.3.13 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dal centro del binario

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 6.3.13.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotterà $\max a_g = 6.0$ m

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti al punto precedente (SUPERFICI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO).

$$a'_g = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 6.3.13.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotterà $\max a_g = 6.0$ m

SUPERFICI CHE CIRCONDANO INTEGRALMENTE IL BINARIO PER LUNGHEZZE SUPERIORI A 15-20 M

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nella seguente maniera:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \cdot q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con:
 - q_{1k} determinato in accordo con il punto (SUPERFICI ORIZZONTALI ADIACENTI IL BINARIO) e $k_4 = 2$;
- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \cdot q_{2k}$, con:
 - q_{2k} determinato in accordo con il punto (SUPERFICI ORIZZONTALI AL DI SOPRA DEL BINARIO);
 - $k_5 = 2.5$ se la struttura racchiude un solo binario;
 - $k_5 = 3.5$ se la struttura racchiude due binari.

G) Azioni sismiche

Valgono in merito tutte le prescrizioni definite dalla presente norma integrate da eventuali ulteriori disposizioni del Gestore dell'Infrastruttura.

6.3.1.2.3 AZIONI ECCEZIONALI

Azioni derivanti dall'esercizio ferroviario

Il Gestore dell'Infrastruttura preciserà gli scenari derivanti dall'esercizio ferroviario per i quali la robustezza del sistema strutturale deve essere analizzata.

ROTTURA DELLA CATENARIA

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

- 1 catenaria per ponti con un binario;
- 2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;
- 3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Ai fini delle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

DERAGLIAMENTO AL DI SOPRA DEL PONTE

In alternativa ai modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A12}=50$ kN/m (comprensivi dell'effetto dinamico) ciascuno agente longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m.

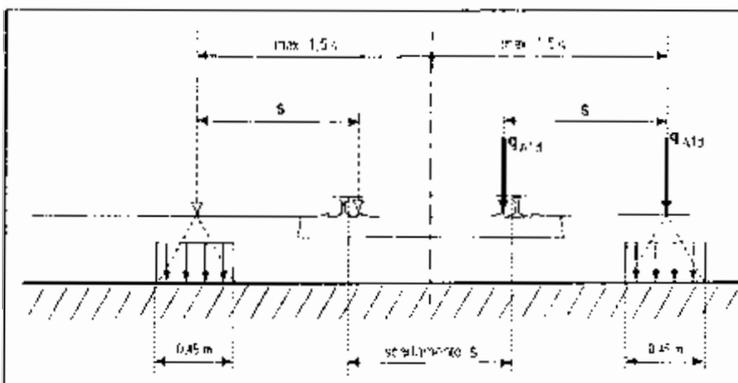


Fig. 6.3.14 - Caso 1

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 6.3.14.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.



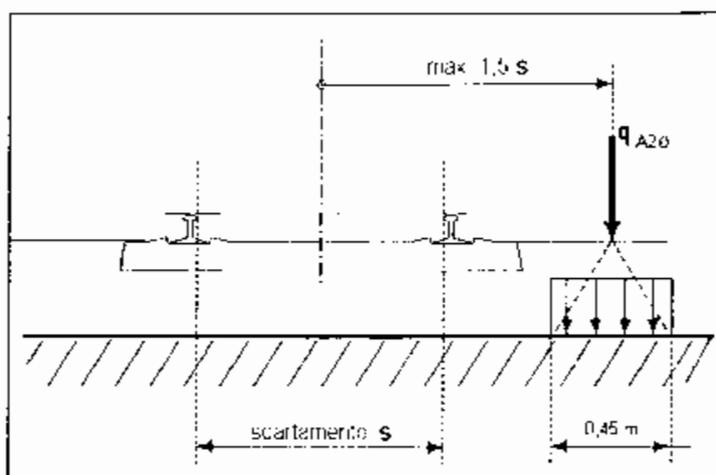


Fig. 6.3.15 - Caso 2

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A20}=80$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1,5 s$ rispetto all'asse del binario (Fig. 6.3.15). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, etc.

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

DERAGLIAMENTO AL DI SOTTO DEL PONTE

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre prevedere delle distanze minime rispetto al binario in modo da ridurre gli effetti conseguenti ad una simile evenienza. A tal fine, in Fig. 6.3.16 sono individuate delle zone di rispetto la cui ampiezza è fornita dalla distanza "a" dall'asse del binario più vicino, misurata perpendicolarmente all'asse del binario medesimo; per tali zone sono previste differenti caratteristiche costruttive. In particolare, per linee alimentate in corrente continua, si individuano:

- ZONA F** - avente $a < 3.5$ m, caratterizzata da ineditabilità assoluta;
- ZONA G₁** - avente $3.5 < a \leq 4.0$ m in tale zona sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S=100$ cm e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia con un minimo di $L=4.0$ m;
- ZONA G₂** - avente $4.0 < a \leq 4.50$ m; in tale zona sono consentite, le tipologie ammesse nella fascia precedente con spessore minimo pari a $S=80$ cm, e la realizzazione di pilastri massicci di dimensione minima pari a 150 cm nella direzione parallela e 100 cm nella direzione ortogonale ai binari;
- ZONA G₃** - avente $a > 4.50$ m; in tale zona sono consentite, in aggiunta alle tipologie ammesse nelle fasce precedenti, le realizzazioni di pilastri isolati.

Per le linee alimentate in corrente alternata, oltre a quanto sopra specificato, occorrerà effettuare le verifiche di franco elettrico orizzontale del circuito di ritorno della T.E. per quanto riguarda l'ubicazione degli elementi strutturali.

In nessun caso sono ammesse pile incernierate alla base.

Ove un sostegno interessi più zone, lo stesso andrà dimensionato sulla base delle prescrizioni più restrittive (parte "A" dell'esempio in Fig. 6.3.16).

Qualora le opere siano ubicate in zone interessate da piani regolatori di stazione o da tratti di linea in base ai quali sia previsto l'aumento del numero dei binari, l'ampiezza delle luci e la loro disposizione dovranno essere valutate in modo da consentire l'attuazione delle future sistemazioni, senza restrizioni.

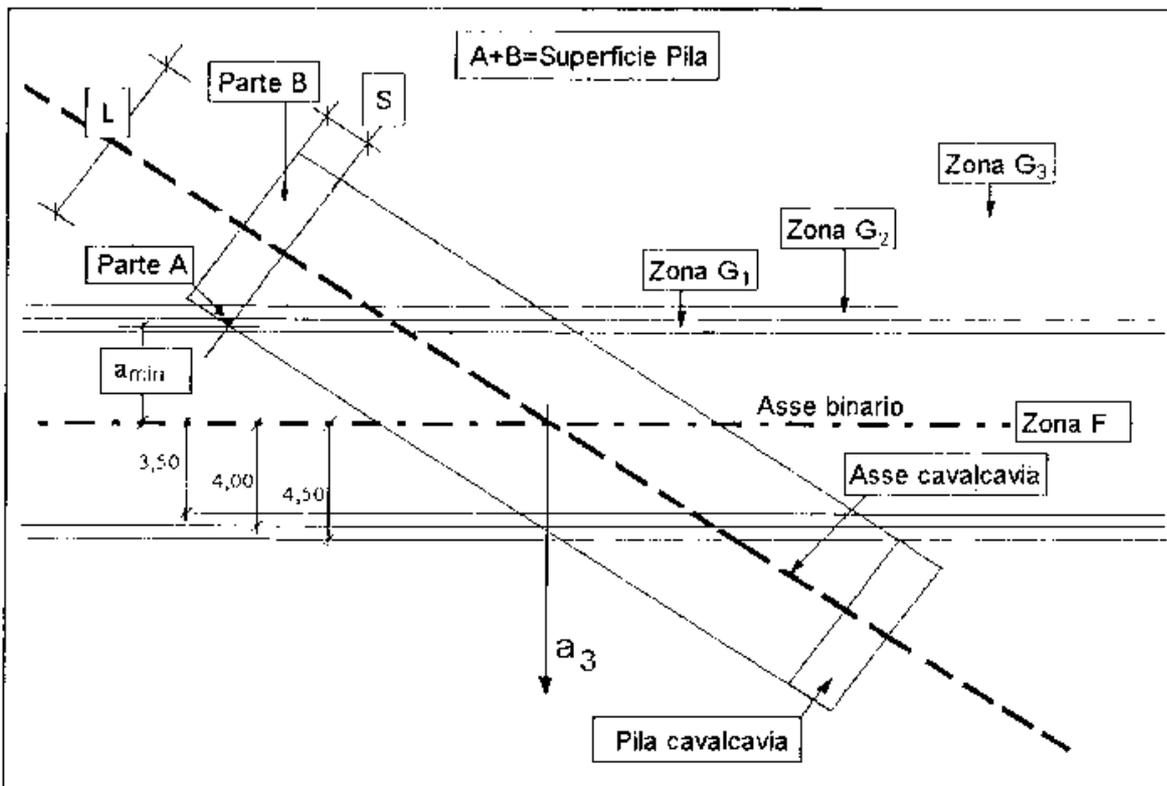


Fig. 6.3.16 - Zone di rispetto orizzontali

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al punto 4.3.5.

Azioni derivanti da altri vettori

URTI DA VETTORI STRADALI

I piedritti dei ponti ubicati a distanza minore o uguale a 5.0 m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al punto 4.3.4.1

Gli impalcati di ponti ferroviari sovrappassanti strade con un franco inferiore a 5,5 m dovranno essere verificati per le due condizioni di carico seguenti:



- a) una forza concentrata statica orizzontale di 1000 kN concomitante con una analoga verticale di 500 kN, entrambe applicate in un punto qualsiasi dell'intradosso dell'impalcato;
- b) una forza statica orizzontale, ripartita su una impronta di 0.30 x 0.30 m, da applicarsi in un punto qualsiasi delle superfici laterali esterne dell'impalcato, avente intensità pari a:
- 200 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale ≤ 5.0 m;
 - 100 kN per altezza del punto di applicazione, misurato dal piano stradale di 8.0 m (con interpolazione lineare per altezze intermedie).

Con la condizione di carico a) andrà eseguita la verifica della stabilità globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido. Con la condizione di carico b) andrà eseguita la verifica delle singole parti strutturali, accettando danni molto localizzati purché facilmente riparabili.

Qualora non sia possibile garantire le condizioni sopraddette bisognerà prevedere, d'intesa con il Gestore dell'Infrastruttura, opportune strutture indipendenti dagli impalcato e poste immediatamente a ridosso dello stesso, capaci di sopportare le forze di cui alla lettera a).

6.3.1.2.4 AZIONI INDIRETTE

A) *Distorsioni*

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

Nel caso di ponti a travata continua andrà ipotizzato che una qualsiasi delle fondazioni, da individuarsi nel modo più sfavorevole a seconda della verifica che si sta eseguendo, subisca un cedimento differenziale rispetto a quelle adiacenti; tale cedimento non potrà mai risultare inferiore a 1/5000 della luce media fra le due campate adiacenti la fondazione in esame.

In ogni caso, nell'analisi di deformabilità delle fondazioni, i cedimenti differenziali "δ" fra le fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limiti:

$$\delta \leq \frac{L_{med}}{1000} \quad \text{per travi appoggiate;}$$

$$\delta < \frac{L_{med}}{3000} \quad \text{per travi continue,}$$

dove L_{med} = luce media delle campate poggianti sulla fondazione in esame.

B) *Ritiro e viscosità*

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nelle norme tecniche vigenti.