



PROVINCIA DI BENEVENTO

settore edilizia e patrimonio

**Oggetto: LAVORI DI "ADEGUAMENTO SISMICO E
RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA DELL'EDIFICIO SEDE
DEL LICEO SCIENTIFICO ED ISTITUTO AGRARIO DI
GUARDIA SANFRAMONDI (BN) .**

PROGETTO DEFINITIVO

TAV. R1

**RELAZIONE TECNICA GENERALE,
DI CALCOLO, SUI MATERIALI
E PIANO DI MANUTENZIONE**

PROGETTAZIONE:

SICUREZZA

COLLABORATORI TECNICI:

R.U.P.

REGIONE CAMPANIA

COMUNE DI GUARDIA SANFRAMONDI (BN)

PROGETTO STRUTTURALE

Include Relazione Generale, Relazione sui materiali, Relazione di calcolo e
Piano di manutenzione.

Progetto dei **LAVORI DI “ADEGUAMENTO SISMICO E
RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA DELL'EDIFICIO SEDE DEL LICEO
SCIENTIFICO ED ISTITUTO AGRARIO DI GUARDIA SANFRAMONDI
(BN).**

Committente: PROVINCIA DI BENEVENTO

Impresa Esecutrice:

Il Progettista

(ing.)

Il Direttore dei lavori

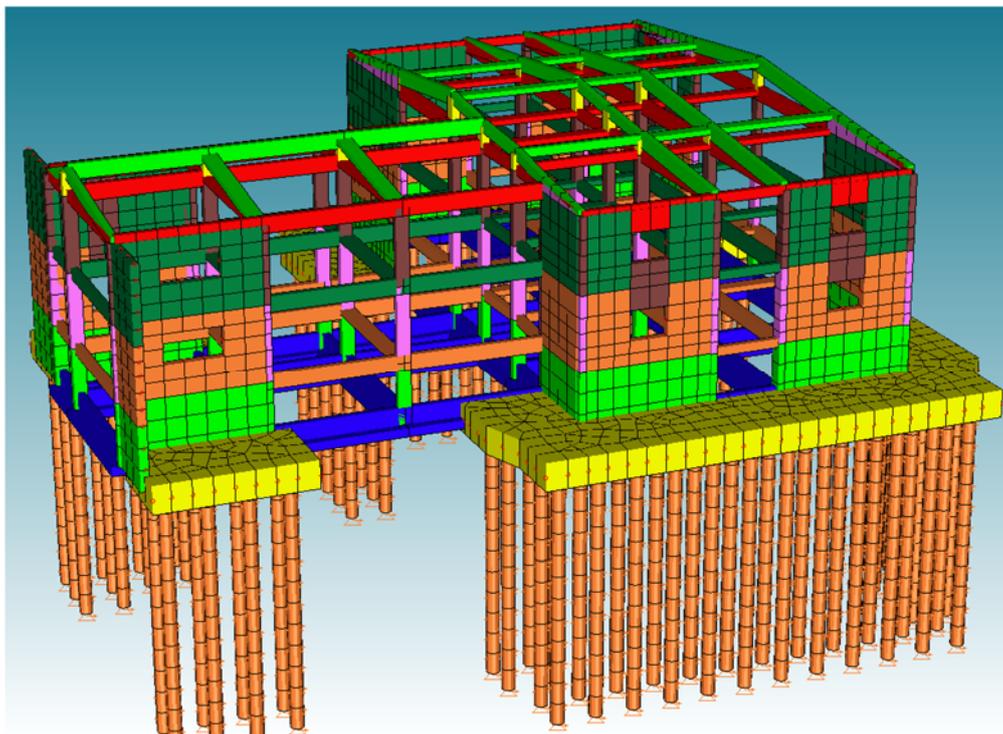
(ing.)

....., li _____

Descrizione sommaria dell'opera

La presente relazione riguarda la progettazione strutturale e il dimensionamento dell'intervento di "adeguamento sismico" del Blocco Aule dell'Edificio sede del Liceo Scientifico e dell'Istituto Agrario sito in Guardia Sanframondi alla Via Guidi.

L'edificio, ad uso scolastico, si compone di un piano seminterrato, per locali di servizio uso deposito, di un piano terra destinato ad atrio di ingresso, aule e servizi igienici, di un piano primo a destinazione aule e di un ultimo piano copertura avente funzione tecnica.



L'altezza complessiva dal suolo dell'edificio è di circa 11,50 m, inclusa la parte seminterrata di circa 3,00 m. Le dimensioni complessive del fabbricato si inscrivono in un rettangolo di circa 35,0 m x 32m (in pianta).

La struttura esistente è realizzata interamente in calcestruzzo armato, con sistema resistente di tipo a telai; la struttura è stata realizzata prima del 1970 quando il territorio di Guardia Sanframondi non era classificato sismico quindi i telai sono stati progettati, così come confermato dai pochi documenti reperiti, per soli carichi gravitazionali, senza forze sismiche. La normativa dell'epoca per la progettazione era il RDL 2229 del 1939. I solai sono del tipo laterocemento con travetti precompressi di spessore complessivo pari a 12cm e le fondazioni esistenti sono in travi rovesce di altezza pari a 1,20m. Anche le rampe del vano scale sono realizzate in cemento armato.

Data la scarsa capacità degli elementi esistenti per carichi sismici, l'intervento di adeguamento prevede l'inserimento di nuovi elementi in c.a. che siano in grado di sopportare le azioni orizzontali. Pertanto si è scelto di inserire setti in c.a. sul perimetro in modo tale "da affidare" ad essi le azioni orizzontali provenienti dall'eccitazione dinamica delle masse ai vari piani.

Oltre alle pareti, alcuni elementi saranno rinforzati con interventi in FRP oppure con rinforzi in acciaio.

Prestazioni di progetto, classe della struttura e vita utile

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe della struttura è di tipo 3. Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Le azioni applicate alla struttura

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE e RETICOLARI

CARICHI PERMANENTI E PESI PROPRI:

Peso proprio calcestruzzo	2500 kg/mc (24 kN/mc)
Pavimento	102 kg/mq (1 kN/mq)
Intonaco	30 kg/mq (0.3 kN/mq)
Tamponamenti portanti perimetrali	1000-1300 kg/mc (10-13 kN/mc)
Tramezzi interni (ripartiti)	102 kg/mq (1 kN/mq)
Blocco cassero tipo Isotex HB 25/17	390 kg/mq (3,97 kN/mq)
Blocco cassero tipo Isotex DII 30/16	390 kg/mq (3,97 kN/mq)

CARICHI VARIABILI

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]
C	Ambienti suscettibili di affollamento.	
	Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole.	306 kg/mq (3,00 kN/mq)
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	408 kg/mq (4,00 kN/mq)
H	Coperture e sottotetti.	
	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.	51 kg/mq (0,50 kN/mq)
	Cat. H2 – Coperture praticabili	
		Secondo categoria di appartenenza.

Si applicheranno le regole di calcolo stabilite al par. 3.4 nel D.M. 14/01/2008.

Analisi dei carichi						
Solaio tipo di calpestio H = 24 cm (20+4)						
		h	b		γ	
		[m]	[m]		[kN/mc]	[kN/mq]
Pesi propri (G1)						
soletta		0,04		1	25	1
pignatte		0,2		0,8	8	1,28
travetti		0,2		0,2	25	1
					TOTALE	3,28
Permanenti (G2)						
intonaco		0,02		1	18	0,36
massetto		0,05		1	18	0,9
pavimento		0,02		1	27	0,54
incidenza tramezzi						1
					TOTALE	2,8
					PESI PROPRI + PERM.	6,08
Accidentali (Q1)						
Categoria C1					TOTALE	3
					TOTALE COMPLESSIVO	9,08

Analisi dei carichi						
Solaio tipo di sottotetto H = 20 cm (16+4)						
		h	b		γ	
		[m]	[m]		[kN/mc]	[kN/mq]
Pesi propri (G1)						
soletta		0,04		1	25	1
pignatte		0,16		0,8	8	1,024
travetti		0,16		0,2	25	0,8
					TOTALE	2,824
Permanenti (G2)						
intonaco		0,02		1	18	0,36
massetto		0,05		1	18	0,9
					TOTALE	1,26
					PESI PROPRI + PERM.	4,084
Accidentali (Q1)						
Categoria H					TOTALE	0,5
					TOTALE COMPLESSIVO	4,584

Analisi dei carichi						
Solaio tipo di copertura H = 20 cm (16+4)						
			h	b	γ	
			[m]	[m]	[kN/mc]	[kN/mq]
Pesi propri (G1)						
soletta			0,04	1	25	1
pignatte			0,16	0,8	8	1,024
travetti			0,16	0,2	25	0,8
					TOTALE	2,824
Permanenti (G2)						
intonaco			0,02	1	18	0,36
massetto			0,05	1	18	0,9
guaina e tegole						0,4
					TOTALE	1,66
					PESI PROPRI + PERM.	4,484
Accidentali (Q1)						
Categoria H					TOTALE	0,5
Carico da neve						0,62
					TOTALE COMPLESSIVO	5,604

Analisi dei carichi						
Tompagno in laterizio s = 30 cm						
			h	b	γ	
			[m]	[m]	[kN/mc]	[kN/mq]
Permanenti (G2)						
intonaco			0,05	1	18	0,9
laterizi			0,3	1	8	2,4
					TOTALE	3,3

Nel calcolo delle strutture si è tenuto conto delle situazioni derivanti dall'effetto combinato dei carichi accidentali e permanenti.

FATTORE DI STRUTTURA

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tipologia strutturale (NTC 7.5.2.1): strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**; nel caso in questione si parlerà di strutture miste equivalenti a pareti in quanto osservando la ripartizione dei tagli di piano ai vari livelli, come riportato nel listato che segue, si può osservare come più del 50% del taglio sismico sia affidato alle pareti nuove.

CONTROLLO AZIONI TAGLIANTI

Tipo di analisi : Statica e Dinamica
 Unita' di misura delle Forze : kN
 Unita' di misura Lunghezze : m
 Sisma lungo l'asse Z : No
 Combinazione dei modi : CQC
 Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
 l : 0.3
 f : 0.3

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

***** Piano rigido alla quota: 6.400 Travi II impalcato**

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+L*EY)	5901	298	5	0	3605	99	3	3506
1 Statica+(L*EX+EY)	4757	155	3	0	6090	188	3	5902

***** Piano rigido alla quota: 2.900 Travi I impalcato**

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+L*EY)	7887	155	2	0	4969	94	2	4875
1 Statica+(L*EX+EY)	5580	92	2	0	9358	181	2	9176

***** Piano rigido alla quota: 0.000**

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+L*EY)	8800	1693	19	0	4903	1103	23	3799
1 Statica+(L*EX+EY)	5793	1068	18	0	10336	2429	24	7907

- **Classe di duttilità:** Struttura Bassa duttilità (CDB);
- **Fattore di struttura :**

Secondo NTC q è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R \quad (7.3.1)$$

q_0 = dipende dalla tipologia strutturale e dalla classe di duttilità;

k_R = fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio;

Sulla base delle osservazioni fatte al paragrafo precedente, per la struttura in esame si ha:

➤ $q_0 = 3 \alpha_1 / \alpha_u$ (Tab. 7.4.I - NTC08)

Tipologia	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Dato che la struttura in questione NON risulta regolare in pianta, il valore di α_1/α_u deve essere mediato con $\alpha_1/\alpha_u = 1$ (par. 7.3.1 – NTC), e quindi si pone:

- $\alpha_1/\alpha_u = 1,1$

Inoltre “Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w ” (par. 7.4.3.2 – NTC)

k_w : 1,00 per strutture a telaio e miste equivalenti a telai; $0,5 < (1 + \alpha_0) / 3 < 1$ per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili.

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Nel caso in questione il valore prevalente di α_0 risulta pari a 1,60 pertanto $k_w=0,86$;

- $K_R = 1$ (edificio regolare in altezza);

- **FATTORE DI STRUTTURA** $q = q_0 \cdot k_R \cdot k_w = 3 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 0,86 = 2,83 \rightarrow q = 2,83$

Date le incertezze dovute alla modellazione e ai particolari costruttivi posti in essere per la parte esistente, nel calcolo si assume un **fattore di struttura pari a 2,5**.

VALUTAZIONE AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite da soddisfare, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il sito in esame tali valori sono stati ricavati facendo uso del programma fornito dal Ministero LL.PP.



Figura 1: Individuazione del sito sulla mappa

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate di seguito (Tabella 3.1).

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Ai fini della determinazione dell'azione sismica, le caratteristiche del suolo di fondazione sono tali da dedurre che la categoria, secondo la norma di riferimento, a cui appartiene l'edificio è la categoria B (Tabella 2):

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 2: Categoria del suolo di fondazione

Mentre per quanto riguarda le condizioni topografiche, la superficie in esame si può classificare come tipo T1 (Tabella 3.3):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Tabella 3: Categoria topografica

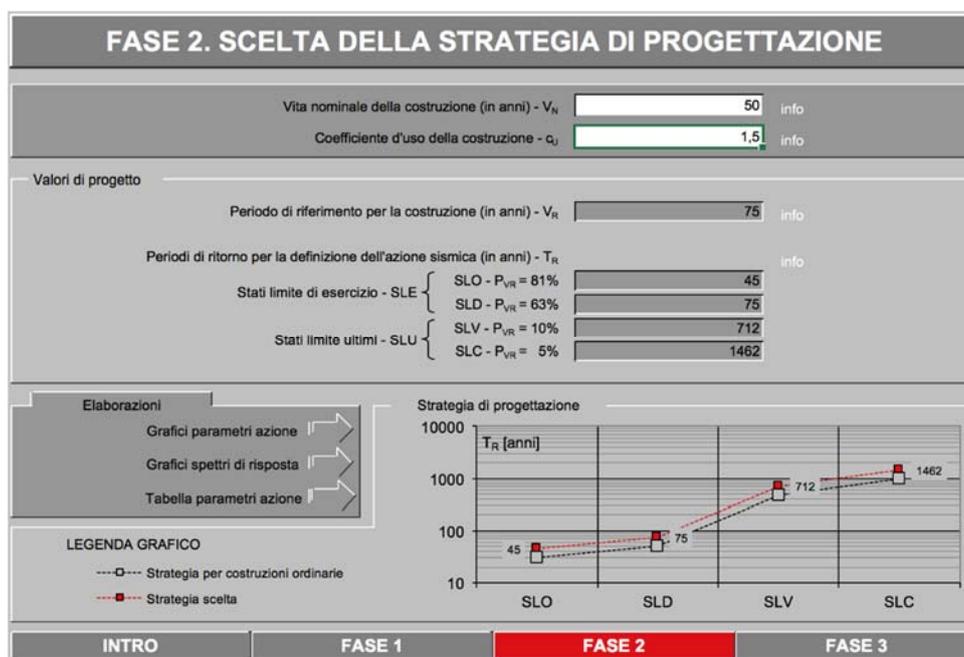


Figura 2: Vita di riferimento (V_R), Probabilità di superamento (P_{VR}) e relativi Periodi di ritorno (T_R)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (v. § 2.4 e § 3.2.1 NTC 2008). Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI NTC 2008));

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V NTC 2008);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$,

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in esame, trattandosi di una scuola, si può ritenere che la struttura ricada in Classe III: "Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso"

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4: Valori del coefficiente d'uso

Per quanto riguarda la vita nominale, nel caso in esame, è possibile fissarla in 50 anni, pertanto si può calcolare il periodo di riferimento, V_R , che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5: Vita Nominale della costruzione

Data questa premessa, si riportano di seguito gli Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (SLD) e gli Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (SLV).

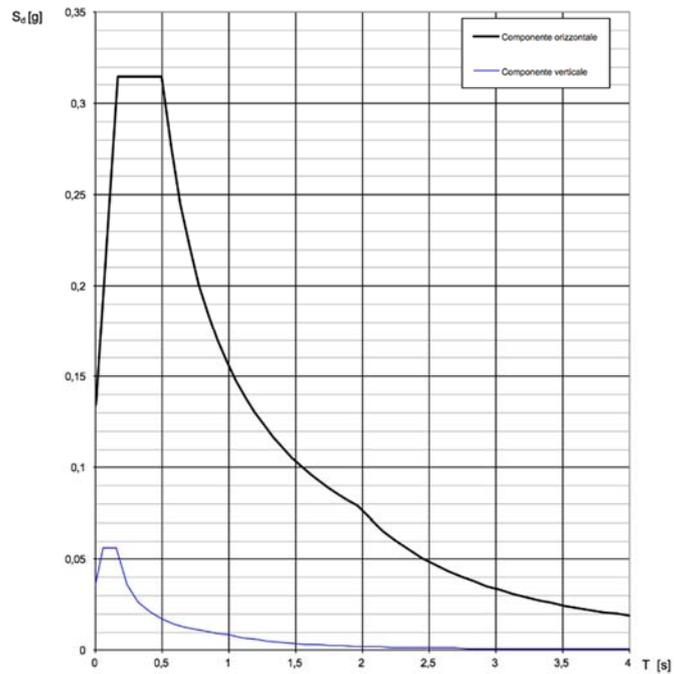


Figura 3: Spettro di risposta per lo SLD

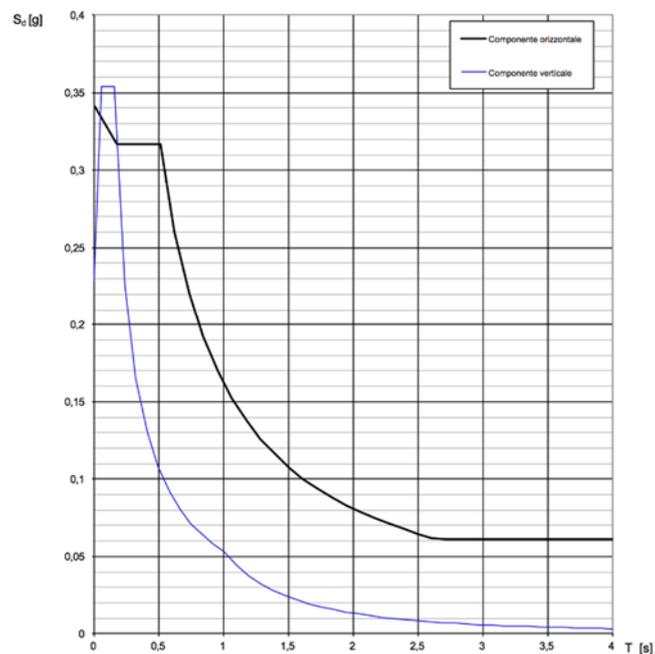


Figura 4: Spettro di risposta per lo SLV

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione riportata nel seguito dell'azione sismica con le altre azioni:

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

- G₁** Peso di tutti gli elementi strutturali
- G₂** Peso di tutti gli elementi non strutturali
- P** Pretensione o precompressione
- Q_{k1}** Valore caratteristico azione variabile dominante
- Q_{kj}** Valore caratteristico azione variabile non dominante

CARICHI VERTICALI ED AZIONI SISMICHE

Combinazione Sismica : $E+G_1+G_2+P+\Psi_{21}\cdot Q_{K1}+\Psi_{22}\cdot Q_{K2}+\Psi_{23}\cdot Q_{K3}+\dots$

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Cat. A	0.7	0.5	0.3
Cat. B	0.7	0.5	0.3
Cat. C	0.7	0.7	0.6
Cat. D	0.7	0.7	0.6
Cat. E	1	0.9	0.8
Cat. F	0.7	0.7	0.6
Cat. G	0.7	0.5	0.3
Cat. H	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve_1	0.5	0.2	0
Neve_2	0.7	0.5	0.2
Var. ter.	0.6	0.5	0

Tabella 6: Combinazioni di carico e coefficienti utilizzati

Coefficienti parziali per le azioni SLU

			Comb. STR
Carichi Permanenti	γ_{G1}	favorev.	1.0
		sfavorev.	1.3
Carichi Permanenti non Strutturali	γ_{G2}	favorev.	0
		sfavorev.	1.5
Carichi Permanenti	γ_{Qi}	favorev.	0
		sfavorev.	1.5

Tabella 7: Coefficienti parziali

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

RELAZIONE SUI MATERIALI

(Ai sensi del D.M. 14.01.2008, Norme Tecniche per le costruzioni)

Tipo e caratteristiche dei materiali strutturali

1. CEMENTO ARMATO

Calcestruzzi

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2006;

Tipologia strutturale:	Fondazioni
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C25/30
Condizioni ambientali:	<i>Strutture completamente interrato in terreno permeabile.</i>
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S3 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	16 mm

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C25/30
Condizioni ambientali:	<i>Strutture interne di edifici non industriali con umidità bassa.</i>
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	16 mm

Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 30 è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70 mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Parametri caratteristici e tensioni limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
25	20.75	11.75	2.26	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	2.56	[N/mm ²]
35	29.05	16.46	2.84	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	3.10	[N/mm ²]
45	37.35	21.16	3.35	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	3.60	[N/mm ²]

Legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm} / 10]$ per classi $> C50/60$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\phi = 1.70$.

Prospetto classi di esposizione e composizione uni en 206-1

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
--------	---------------------------	--	----------	---------	-----------	--------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
----	---	--	---	-----	----	-----

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; *elevato* alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

***) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

Acciaio per C.A.

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

Acciaio per C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

Acciaio per C.A. B450A	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre: $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 10 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

2. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

Modulo Elastico: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ (210.000 N/mm^2)

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2*(1+\nu)]$ (N/mm^2)

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12*10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}^{-1}$ (per $T < 100^{\circ}\text{C}$)

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche minime dei materiali

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm ²	430 N/mm ²	510 N/mm ²	550 N/mm ²
tensione di snervamento	235 N/mm ²	275 N/mm ²	355 N/mm ²	440 N/mm ²

Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm ²)	f_{vb} (N/mm ²)	$f_{k,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,V}$ (N/mm ²)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

Saldature

Su tutte le saldature è stato eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) sono state controllate a mezzo di particelle magnetiche e/o ultrasuoni.

Il filo di saldatura utilizzato è di tipo IT-SG3 (Saldature ad alta resistenza, fino a 600N/mm²), ed ha le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche meccaniche: $R=590\text{N/mm}^2$; $S=420\text{N/mm}^2$; KV (20°C) = 50J

Composizione chimica media: C = 0.08%; Mn = 1.4%; Si = 0.8%; P = 0.02%; S = 0.02%.

I saldatori utilizzati per la costruzione delle strutture sono certificati secondo la UNI EN 287/1.

RELAZIONE SUL CALCOLO STATICO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO E IN ACCIAIO

(Ai sensi della legge n. 1086 dd. 05.11.1971)

Calcolo delle sezioni.

E' stato eseguito con i metodi classici della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di:

- a) mantenimento della planarità delle sezioni nella situazione deformata;
- b) risposta elastica lineare e simmetrica dei materiali;
- c) conglomerato non reagente a trazione.

Verifica delle sezioni.

Per le strutture in c.a. l'armatura longitudinale e trasversale necessaria viene desunta dai calcoli eseguiti con elaboratore elettronico sulla base dei carichi e degli schemi di carico riportati in precedenza. L'area di acciaio adottata ed indicata nelle tavole di disegno è maggiore dell'area necessaria.

Criteri di concezione e di schematizzazione strutturale, modellazione del terreno, proprietà dei materiali, efficacia del modello.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14.01.2008. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

STRUTTURA

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

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap. 12 del D.M. 14 gennaio 2008:

UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997 - Azioni sulla struttura.

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio.

UNI ENV 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – “Linee Guida sul calcestruzzo strutturale” –

Circ. MIN.LL.PP. N.11951 del 14 febbraio 1992 - Circolare illustrativa della legge N. 1086.

D.M. 14 febbraio 1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 – Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14 febbraio 1992.

D.M. 9 gennaio 1996 – Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 09.01.1996.

CARICHI E SOVRACCARICHI

D.M. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

Circ. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./STC del 4 luglio 1996 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 16.1.1996 - Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche

Circ. Min. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Criteri per la misura della sicurezza

METODO DI CALCOLO AGLI STATI LIMITE

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

Schematizzazione delle azioni, condizioni e combinazioni di carico

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma. I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Metodologie di calcolo, tipo di analisi e strumenti utilizzati.

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato utilizzata un'analisi lineare statica / sismica statica equivalente / dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo delle tensioni ammissibili / stati limite ultimo /esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Presentazione del modello strutturale e sue proprietà

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. In particolare:

- Modelli strutturali
- Eventuali sconnessioni
- Sezioni impiegate
- Disposizione e intensità dei carichi
- Distorsioni impresse
- Carichi termici
- Materiali
- Combinazioni di carico

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà).

Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano.

Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da una azione, una categoria, una condizione e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

5. A Area della sezione.
6. E. Modulo elastico.

7. ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).
8. α . Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, eventuali offset strutturali o conci rigidi applicati.

Un'ulteriore tabella riporta anche eventuali valori di offset architettonici.

Per ogni asta vengono riportati i carichi applicati: ogni carico è identificato dal suo codice e da un moltiplicatore.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe. È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidità viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_z, f_v, f_y . Inoltre accade che:

$v_i = v_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, u_X , u_Y , r_Z , per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. temperatura;
6. gradiente termico;

Per ogni guscio vengono riportati i carichi applicati: ogni carico è identificato dal suo codice e da un moltiplicatore.

ELEMENTO PLANE (STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICO)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

1. numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;
4. materiale;
5. temperatura.

ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

1. il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
2. la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
3. la rigidezza (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F*L/\text{rad}$).

ELEMENTO PLINTO

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. In particolare:

- o Deformazioni (statiche e dinamiche)
- o Deformazioni relative
- o Freccie
- o Sollecitazioni
- o Pressioni sul suolo
- o Effetti II ordine
- o Masse eccitare
- o Modi propri di vibrazione

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

IL METODO DI CALCOLO

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osserva che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti. Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuppi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x;
- F_y = taglio nella direzione locale y;
- F_z = taglio nella direzione locale z;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F \cdot L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F \cdot L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x ; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni (F/L2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{11} ;
- S_{22} ;
- S_{33} (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S_{12} ;
- S_{max} ;
- S_{min} ;
- Angolo.

La tensione S_{33} è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni S_{max} e S_{min} rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di S_{max} . In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S_{11} , S_{22} , S_{33} , S_{12} nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti (F*L) sono positivi se

antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involuppi viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

Verifiche di sicurezza degli elementi

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

VERIFICHE DI OPERE IN CEMENTO ARMATO

TRAVI, PILASTRI, SETTI E TRAVI DI FONDAZIONE

Fra le informazioni di testa per le travi è segnalata la travata di appartenenza, la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:

- NC: numero della combinazione di carico;
- x: ascissa di calcolo (cm);
- Per i soli pilastri, per le combinazioni sismiche e nei casi in cui va applicata la gerarchia delle resistenze, vengono inserite due colonne αMy e αMz che riportano i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni My ed Mz .
- in sequenza F_x, F_y, F_z (F); M_x, M_y, M_z ($F \cdot m$).

NB: Per elementi trave di fondazione F_x, F_z, M_y sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono:

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y.

Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm^2); si noti che tali armature sono quelle totali.

NB: La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;

- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituito dal rapporto x/d ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione (F_x , M_y , M_z): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle): rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- indice di resistenza a taglio/torsione (V , M_x): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale;
- indice di resistenza a scorrimento: riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.
- asw_t , asw_t : in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da asw_t e asw_t e dall'applicazione dei minimi di normativa;

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Per i setti viene anche effettuata la verifica a scorrimento in corrispondenza delle sezioni al piede e in testa poste all'interno delle zone critiche. In questi casi, alla fine del tabulato delle armature riguardante la singola asta, vengono riportate:

- quota alla quale viene effettuata la verifica a scorrimento;
- sollecitazione di taglio per il dimensionamento (V_{Ed});
- resistenza a spinotto delle barre verticali (V_{dd});
- resistenza per attrito (V_{fd});
- eventuale armatura inclinata totale (cm^2) derivante dalla verifica.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchio che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- x_{Mmax} ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- M_{max} ; valore del momento massimo positivo;
- A_{inf} , D_{inf} agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- A_{sup} , D_{sup} agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;

- il rapporto x/d e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente M_z , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.

- Apertura delle fessure w (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente M_z all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per M_z negativo, inferiormente per M_z positivo.
- La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per elementi verificati di tipo "pilastro" o "setto" viene effettuata la verifica delle tensioni di esercizio, mentre la verifica a fessurazione è eseguita senza calcolo diretto dell'ampiezza della fessura, in accordo al punto §C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni alle NTC 2008). Nella verifica alle tensioni la sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa x (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegati a punzonamento (cm^2), eventuale.

Considerazioni per l'analisi dinamica.

I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

RISULTATI GERARCHIA RESISTENZE (NTC 2008)

La **stampa del taglio sismico** esegue la stampa dei risultati della specifica verifica a taglio prevista per travi e pilastri al fine del rispetto della gerarchia flessione/taglio prescritto al punto § 7.4.4.1 e 7.4.4.2 delle NTC/2008. Tale verifica, che dipende dalle armature effettivamente poste in opera, viene effettuata all'atto della creazione del disegno o di una sua modifica.

Tale stampa riporta:

- il taglio F_y/F_z riferito agli schemi aggiuntivi calcolati ed il loro inviluppo;
- l'armatura inferiore e superiore effettivamente disegnata ed individuata nel disegno al netto della lunghezza di ancoraggio;
- l'indice di resistenza a taglio: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- $aswta$: in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante dall'effetto del taglio qui calcolato;
- passo: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da $Aswta$ qui calcolata;
- $M_{r.inf}$ e $M_{r.sup}$: rappresentano i momenti resistenti calcolati sulla base dell'armatura inferiore e superiore utilizzati nel calcolo del taglio negli schemi previsti. $M_{r.inf}$ rappresenta il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è l'inferiore, $M_{r.sup}$ è il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è la superiore.

I RISULTATI PER ELEMENTI GUSCIO

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- N_{xx} (F), M_{xx} (F*m), N_{yy} (F), M_{yy} (F*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx ; analogamente per yy . Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- $A_{xx inf}$, $A_{xx sup}$, $A_{yy inf}$, $A_{yy sup}$ (cm^2): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a pressoflessione effettuata sulla base di N_{xx} e M_{xx} ; analogamente per yy ; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che $S_{xy} \leq \sqrt{f_{cd}/f_{ck}}$; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato V_z), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite V_{rd1} contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi soggetti a sforzo normale N_{xx} e N_{yy} trascurabile (ovvero eccentricità rispetto ai momenti M_{xx} e M_{yy} molto grande, tale da assimilare tale situazione a quella di una flessione semplice), la verifica alle tensioni e alla fessurazione segue le regole già illustrate per il caso delle travi (a cui si rimanda). Le sezioni di verifica sono due (in direzione locale x e in y) e per ciascuna si ottengono risultati in termini di tensioni (S_c , S_f) e ampiezza delle fessure (w). In stampa per ognuna delle grandezze calcolate viene riportato il valore più alto tra le due elaborazioni.

Nei casi in cui lo sforzo normale rispetto al momento flettente è significativo la verifica a fessurazione è eseguita senza calcolo diretto dell'ampiezza della fessura in accordo al punto §C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni alle NTC 2008), come già illustrato per pilastri e setti, a cui si rimanda per i principi generali. Quando viene eseguita la verifica a fessurazione senza calcolo diretto per entrambe le sezioni di verifica, nella

colonna di stampa “w” compare la nota “indir.” (calcolo indiretto). Nel caso misto, ovvero di calcolo diretto per una sezione e indiretto per l’altra, nella colonna di stampa “w” compare sempre il valore di ampiezza della fessura calcolata con metodo diretto.

Viene infine calcolato il carico limite di punzonamento e il coefficiente di sicurezza al punzonamento (con relativa combinazione più gravosa). La resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (f_{ctd}) viene letta fra i parametri assegnati dall’utente.

Per ogni combinazione di carico viene riportato:

- coefficiente β ;
- lo sforzo di taglio-punzonamento ridotto (N_{rid}) relativo al contorno u_0 ;
- la sollecitazione di taglio resistente sul contorno u_0 del pilastro, determinata in base all’espressione 6.53 EC2, che rimanda alla 6.14 EC2, equivalente alla grandezza V_{Rcd} dell’espressione 4.1.19 NTC 2008: ovvero viene effettuata una verifica delle bielle compresse;
- I.R. bielle compresse, pari a $\beta \cdot N_{rid} / V_{Rcd}$, che deve risultare non superiore a 1, altrimenti il plinto non è verificabile (come avviene per tutti gli elementi strutturali quando fallisce la verifica delle bielle compresse).
- il contorno finale u_1 ;
- il rapporto geometrico di armatura ρ ($\leq 0.2\%$) che interviene nella determinazione di V_{Rd} (vedi 6.42 EC2); per inciso osserviamo che l’introduzione di un passo minimo nelle tabelle dei plinti è stato ispirato dalla convenienza di avere un valore minimo di ρ significativo, perché è solo l’armatura diffusa su tutto il plinto che contribuisce a determinare ρ ;
- lo sforzo di taglio-punzonamento ridotto (N_{rid}) relativo al contorno u_1 ;
- la sollecitazione resistente V_{Rd} ;
- I.R., pari a $\beta \cdot N_{rid} / V_{Rd}$.

Se quest’indice è maggiore di 1 si aprono due soluzioni alternative

- La prima soluzione consiste nell’aumentare l’armatura tesa (inferiore) che determina ρ , ovvero viene calcolata l’armatura aggiuntiva, oltre a quella base già presente, che porta a un valore sufficiente e accettabile per V_{Rd} . Viene riportata questa eventuale armatura aggiuntiva (in cm^2) da porre in opera è specificata separatamente per le due direzioni y e z.
- La seconda soluzione è quella di adottare barre piegate a taglio-punzonamento adottando le formule suggerite al par. 6.4.5 EC2. Anche in questo caso l’eventuale armatura da porre in opera (in cm^2) è specificata separatamente per le due direzioni y e z.

VERIFICHE DI OPERE IN ACCIAIO CON IL METODO DELLE NTC 2008 E DELL’EUROCODICE 3

I RISULTATI PER ASTE RETICOLARI

Il tabulato riporta una descrizione dei parametri di progetto e successivamente, in sequenza per ogni asta:

- numero combinazione di carico;

- sforzo normale N (corrispondente a F_x), positivo se di trazione;
- classe della sezione; non viene riportata se agisce la trazione;
- A_{net} oppure A_{eff} : viene riportato il valore della sezione (cm^2) utilizzata in fase di verifica;
- snellezza adimensionale; dipende dalla snellezza dell'asta nei due piani y e z e quella ulteriore, eventuale, derivante da assi principali di inerzia della sezione non coincidenti con gli assi locali y e z (come avviene per la sezione a L); viene ovviamente determinata solo per aste compresse;
- χ_{minimo} : rappresenta il minimo fra i coefficienti di riduzione del modo di instabilità intorno agli assi coinvolti nella verifica, che possono riguardare anche gli assi principali di inerzia;
- I.R., indice di resistenza: viene determinato l'indice di verifica a resistenza, ottenuto come rapporto fra la sollecitazione esterna N_{sd} e la resistenza di progetto, comunemente indicate con il termine $N_t.R_d$ (nel caso trazione) oppure $N_c.R_d$ (nel caso compressione);
- I.S., indice di stabilità: viene determinato l'indice all'instabilità flessionale, ottenuto come rapporto fra la sollecitazione esterna N_{sd} e la resistenza di progetto all'instabilità $N_b.R_d$ nei piani di flessione sopra specificati.

A fine riga compaiono due note; la prima indica il piano di massima snellezza e il suo valore; la seconda, eventuali informazioni di commento.

Se è abilitata la verifica di stabilità per aste consecutive (superelementi) viene riportato un ulteriore tabulato riguardante la verifica globale delle aste che costituiscono il superelemento; la sola differenza con il precedente riguarda l'indicazione, nel prospetto, della lunghezza totale che influisce sul valore di snellezza e quindi sul risultato finale della verifica.

I RISULTATI PER TRAVI E PILASTRI

Il tabulato riporta:

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x , F_y , F_z (F), M_x , M_y , M_z ($F \cdot m$).

Le convenzioni sui segni delle sollecitazioni sono:

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z ;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y .

Vengono poi riportate:

- classe: rappresenta la classe della sezione; qualora i singoli componenti della sezione (ad esempio ala e anima) abbiano classi diverse viene presa quella più alta; non viene riportata in caso di trazione o taglio puro.

Il potenziale svergolamento viene indagato solo per sezioni a I. Viene riportato il valore di χ_{LT} , che determina il momento resistente di progetto. La stabilità euleriana comporta la determinazione di tre coefficienti χ_{min} , χ_y , χ_z . Il tabulato propone:

- numero combinazione di carico;
- valore dello sforzo normale F_x (compressione più elevata trovata);
- momento flettente M_y più elevato riscontrato in tutte le ascisse;
- momento flettente M_z più elevato riscontrato in tutte le ascisse;
- classe: rappresenta la classe della sezione;
- χ_{minimo} : rappresenta il minimo fra i coefficienti di riduzione del modo di instabilità intorno agli assi coinvolti nella verifica.

CRITERI DI VERIFICA PER SISTEMI DISSIPATIVI

Nel caso di progettazione di telai resistenti a flessione:

- nel caso di estremità dissipative le verifiche per le travi specificatamente previste nel § 6.6.2 dell'EC8, nel § 7.5.4.1 NTC 2008, valgono solo in corrispondenza dell'estremità coinvolta e non nelle scansioni intermedie. Nella relazione viene anche stampato un riepilogo dei coefficienti Ω calcolati.
- le verifiche per i pilastri adottano le formule previste nel § 6.6.3 dell'EC8 e nel § 7.5.4.2 delle NTC 2008. Nelle formule compare il fattore Ω , riportato in stampa, e il coefficiente di sovra resistenza γ_{ov} (γ_{Rd} nel caso NTC 2008), che è legato al materiale delle travi dichiarate dissipative della struttura. La verifica dei pilastri si completa con un specifico controllo sintetizzato nell'indice I.V. sismico, previsto al § 6.6.3 dell'EC8 e nel § 7.5.4.2 NTC 2008.

Nel caso di progettazione di strutture con elementi diagonali di controvento concentrici sono previsti i seguenti controlli di norma:

- le NTC 2008 al § 7.5.5 introducono delle limitazioni di tipo geometrico sulle sezioni cave circolari cave o rettangolari che vengono debitamente controllate da MasterSteel EC3. Questi controlli non vengono eseguiti per l'EC8 che non li prescrive.
- Viene controllato che il rapporto fra il valore massimo di Ω non differisca da quello minimo del 25 % (come raccomandato al § 6.7.3 (8) dell'EC8 e al § 7.5.6 delle NTC 2008).
- Le verifiche per travi e pilastri con Tipologia sismica "Appartiene a struttura resistente a controventi concentrici", adottano le formule previste nel § 6.7.4 dell'EC8 e nel § 7.5.5 delle NTC 2008. Nelle formule compare il fattore Ω , riportato in stampa, e il coefficiente di sovra resistenza γ_{ov} (γ_{Rd} nel caso NTC 2008), per cui valgono le considerazioni fatte per le strutture intelaiate.

La verifica per i controventi eccentrici (link) è impostata secondo quanto previsto al § 6.8 dell'EC8 e al § 7.5.6 delle NTC 2008. In particolare la progettazione di strutture con elementi di controvento eccentrici prevede che:

- viene identificato fra link corto, intermedio, lungo;
- viene controllato il rapporto tra il massimo e minimo dei valori di Ω riscontrati nelle verifiche di ogni combinazione di carico sismica;
- nelle verifiche sismiche dei link le norme includono l'effetto delle sollecitazioni di torcente M_x , flettente M_y , taglio F_z , che vengono ignorate.

- travi, i pilastri e le reticolari, che compongono con i link la struttura dissipativa a controventi eccentrici, devono essere dimensionati in modo da mettere i link nelle condizioni di dissipare energia al momento del sisma. Questa condizione è garantita dal rispetto delle verifiche contemplate al § 6.8.3 dell'EC8 e al § 7.5.6 NTC 2008, che MasterSteel EC3 esegue. Nelle formule compare il fattore Ω , riportato in stampa, e il coefficiente di sovra resistenza γ_{ov} (γ_{Rd} nel caso NTC 2008), per cui valgono le considerazioni fatte per le strutture intelaiate e a controventi concentrici.

AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono

eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

(Ai sensi del D.M. 14.01.2008, art. 10.1)

1. Premessa.

Il presente Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera è relativo alle opere in CA ed acciaio.

E' da considerarsi come elemento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Tale piano di manutenzione delle strutture, coordinato con quello generale della costruzione, costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Viene corredato del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere di fondazione

Elementi del sistema edilizio atti a trasmettere al terreno le azioni esterne e il peso proprio della struttura

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.

MODALITA' DI CONTROLLO

- Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.

PERIODICITA'

- Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessurazioni o crepe.
- Corrosione delle armature.
- Disgregazione del copriferro con evidenza barre di armatura

POSSIBILI CAUSE

- Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua.

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali.
- Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato.
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti.
- Protezione delle armature da azioni disgreganti.

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali.
- Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere in acciaio.

Elementi del sistema edilizio orizzontali e verticali, aventi il compito di resistere alle azioni di progetto e di trasmetterle alle fondazioni ed alle altre parti strutturali ad essi collegate.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Elevata resistenza meccanica.
- Adeguata resistenza al fuoco.

MODALITA' DI CONTROLLO

- Controllo visivo atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.

PERIODICITA'

- Annuale.

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Possibili distacchi fra i vari componenti.
- Perdita della capacità portante.
- Rottura dei punti di saldatura.
- Cedimento delle giunzioni bullonate.
- Fenomeni di corrosione.
- Perdita della protezione ignifuga.

POSSIBILI CAUSE

- Anomali incrementi dei carichi da sopportare.
- Fenomeni atmosferici.
- Incendi.

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale).

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali.
- Verifica del serraggio fra gli elementi giuntati.
- Ripristino della protezione ignifuga.
- Verniciatura.

EVENTUALI ACCORGIMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici ignifughe.
- Altri additivi specifici.

DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO STRUTTURALE: Opere in legno.

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni di progetto e di trasmetterle alle fondazioni ed alle altre parti strutturali ad essi collegate.

TRATTAMENTI SUPERFICIALI EFFETTUATI ALL'ORIGINE

- Legno: ...
- Carpenteria metallica standard (Rondelle, chiodi, viti, barre filettate, scarpe, angolari, nastri,...): ...
- Carpenteria metallica su misura: Elementi filettati (tiranti, bulloni calibrati, perni,...): ...
- Altri elementi: ...

CLASSE/I DI SERVIZIO

In considerazione della zona climatica della località di realizzazione e del suo utilizzo dichiarato si ritengono applicabili le istruzioni relative alla classe di servizio ...

ISTRUZIONI GENERALI PER IL MANTENIMENTO DELLE CARATTERISTICHE FISICO – MECCANICHE (E DELL'ASPETTO ESTETICO)

CLASSE DI SERVIZIO 1 (strutture al chiuso o al coperto in climi poco umidi): umidità dell'aria a 20° superiore al 65% solo poche settimane all'anno).

LEGNO LAMELLARE E/O MASSICCIO

Non si prescrive alcun intervento periodico. Qualora se ne ravvisi la necessità a causa di attacchi evidenti da parte di muffe e/o parassiti si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti antimuffa e/o antiparassitari specifici disponibili in commercio.

Generalmente le zone più sensibili sono quelle in cui gli elementi sono poco ventilati e quindi l'umidità può ristagnare (ammorsature nelle murature, superfici nascoste da piastre in acciaio avvolgenti, giochi acciaio-legno attorno a perni, bulloni, chiodi, ecc.). Sono da considerare naturali e irreversibili (ma non pericolosi dal punto di vista meccanico) storciamenti e spaccature longitudinali del legno massiccio nonché variazioni del colore originale (i pigmenti contenuti negli impregnanti utilizzati tendono a divenire più scuri con l'esposizione alla luce); fessurazioni longitudinali e variazioni di colore sono possibili, in misura minore, anche sugli elementi in legno lamellare.

PIASTRE DI COLLEGAMENTO IN ACCIAIO

Non si prescrive alcun intervento periodico. Qualora se ne ravvisi la necessità a causa di evidente ossidazione si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti specifici antiruggine disponibili in commercio (NB: preparare accuratamente le superfici da trattare secondo le prescrizioni contenute nelle schede tecniche ad essi allegate).

TIRANTI IN ACCIAIO

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino della tesatura di tali elementi la cui funzione statica è fondamentale soprattutto in zone sismiche e/o molto ventilate. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

COLLEGAMENTI BULLONATI

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino del serraggio dei bulloni. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

CLASSE DI SERVIZIO 2 (strutture chiuse particolari quali piscine coperte, o al coperto in climi molto umidi, o scoperte in climi mediamente umidi): umidità dell'aria a 20° superiore al 85% solo poche settimane all'anno.

LEGNO LAMELLARE E/O MASSICCIO

Si prescrive almeno un intervento biennale mediante l'applicazione di impregnante dello stesso tipo e marca di quello applicato inizialmente. Qualora se ne ravvisi la necessità a causa di attacchi evidenti da parte di muffe e/o parassiti si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti antimuffa e/o antiparassitari specifici disponibili in commercio. Per strutture scoperte si consiglia la finitura delle superfici mediante l'applicazione periodica di cere da legno meglio il posizionamento di scossaline metalliche a protezione dagli agenti atmosferici. Generalmente le zone più sensibili sono quelle in cui gli elementi sono poco ventilati e quindi l'umidità può ristagnare (ammorsature nelle murature, superfici nascoste da piastre in acciaio avvolgenti, giochi acciaio-legno attorno a perni, bulloni, chiodi, ecc). Sono da considerare naturali e irreversibili (ma non pericolosi dal punto di vista meccanico) storcimenti e spaccature longitudinali del legno massiccio nonché variazioni del colore originale (i pigmenti contenuti negli impregnanti utilizzati tendono a divenire più scuri con l'esposizione alla luce); fessurazioni longitudinali e variazioni di colore sono possibili, in misura minore, anche sugli elementi in legno lamellare.

PIASTRE DI COLLEGAMENTO IN ACCIAIO

Si prescrive di controllare almeno biennialmente tutti i collegamenti al fine di impedire che vengano trascurati eventuali fenomeni di ossidazione. Qualora se ne ravvisi la necessità si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti specifici antiruggine disponibili in commercio (NB: preparare accuratamente le superfici da trattare secondo le prescrizioni contenute nelle schede tecniche ad essi allegate).

TIRANTI IN ACCIAIO

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino della tesatura di tali elementi la cui funzione statica è fondamentale soprattutto in zone sismiche e/o molto ventilate. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

COLLEGAMENTI BULLONATI

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino del serraggio dei bulloni. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

CLASSE DI SERVIZIO 3 (strutture scoperte in climi molto umidi quali passerelle sui corsi d'acqua o marine): umidità dell'aria a 20° superiore a quella prevista nella classe di servizio 2.

LEGNO LAMELLARE E/O MASSICCIO

Si prescrive almeno un intervento annuale mediante l'applicazione di impregnante dello stesso tipo e marca di quello applicato inizialmente. Sono in questo caso da preferire impregnanti dotati di contemporanea azione antimuffa e insetticida (antitarlo). Qualora se ne ravvisi la necessità a causa di attacchi evidenti da parte di muffe e/o parassiti si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti antimuffa e/o antiparassitari

specifici disponibili in commercio (NB: preparare accuratamente le superfici da trattare secondo le indicazioni contenute nelle schede tecniche ad essi allegata). Per strutture scoperte è vivamente consigliata la finitura delle superfici mediante l'applicazione periodica di cere da legno o meglio il posizionamento di scossaline metalliche a protezione dagli agenti atmosferici. Generalmente le zone più sensibili sono quelle in cui gli elementi sono poco ventilati e quindi l'umidità può ristagnare (ammorsature nelle murature, superfici nascoste da piastre in acciaio avvolgenti, giochi acciaio-legno attorno a perni, bulloni, chiodi, ecc). Sono da considerare naturali e irreversibili (ma non pericolosi dal punto di vista meccanico) storcimenti e spaccature longitudinali del legno massiccio nonché variazioni del colore originale (i pigmenti contenuti negli impregnanti utilizzati tendono a divenire più scuri con l'esposizione alla luce); fessurazioni longitudinali e variazioni di colore sono possibili, in misura minore, anche sugli elementi in legno lamellare.

PIASTRE DI COLLEGAMENTO IN ACCIAIO

Si prescrive di controllare almeno annualmente tutti i collegamenti al fine di impedire che vengano trascurati eventuali fenomeni di ossidazione. Qualora se ne ravvisi la necessità si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti specifici antiruggine disponibili in commercio (NB: preparare accuratamente le superfici da trattare secondo le prescrizioni contenute nelle schede tecniche ad essi allegate).

TIRANTI IN ACCIAIO

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino della tesatura di tali elementi la cui funzione statica è fondamentale soprattutto in zone sismiche e/o molto ventilate. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

COLLEGAMENTI BULLONATI

Si prescrive di effettuare periodicamente (la prima volta dopo 6 mesi dall'assemblaggio ed in seguito almeno una volta all'anno) il controllo e l'eventuale ripristino del serraggio dei bulloni. Valgono le prescrizioni di cui alle piastre di collegamento in acciaio in caso di ossidazione localizzata.

TUTTE LE CLASSI DI SERVIZIO

Qualora, nonostante gli interventi effettuati, il degrado di alcuni elementi sia troppo elevato, è preferibile ricorrere alla sostituzione immediata degli stessi.