

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

BARRIERE ANTIFONICHE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

Ordinatore:

00

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Rev.	SCALA:
Codice	Commessa	Lotto, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo			
1	1	1306	00001	P	D00	0000	00000	000000	000000	0	STR	0511	-	-	



PROJECT MANAGER:

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082

REDATTO:

-

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

Ing. Fabio Carlo Berri

REVISIONE

n.	data
0	NOVEMBRE 2016
1	-
2	-
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

**Progetto Definitivo
Ampliamento alla terza corsia
Bologna - Ferrara**

**Relazione di calcolo strutturale
Barriere fonoassorbenti**

Indice

1. INTRODUZIONE	6
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
1.3 MATERIALI	13
1.3.1 <i>Carpenteria metallica</i>	13
1.3.2 <i>Calcestruzzo armato</i>	14
1.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	15
1.5 SOFTWARE DI CALCOLO	16
2. ANALISI DEI CARICHI.....	17
2.1 CARICHI CARATTERISTICI.....	17
2.1.1 <i>Pesi propri e carichi permanenti ($G_{k,1}$ e $G_{k,2}$)</i>	17
2.1.2 <i>Pressione del vento (Q_w)</i>	17
2.1.3 <i>Pressione dinamica veicolare (Q_{dv})</i>	23
2.1.4 <i>Carico dinamico da rimozione neve (Q_{rn})</i>	24
2.1.5 <i>Azione sismica (E_d)</i>	26
2.1.1 <i>Urto veicolare (A_d)</i>	28
2.2 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DELLE AZIONI SUI MONTANTI.....	29
2.3 COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
2.4 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI	33
3. VERIFICA CARPENTERIA METALLICA	34
3.1 GENERALITÀ	34
4. ALLEGATI DI CALCOLO	35
5. MONTANTE TIPO H1.....	36
5.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	37
5.2 MATERIALI	38
5.2.1 <i>Carpenteria metallica</i>	38
5.2.2 <i>Calcestruzzo armato</i>	39
5.3 VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	40
5.4 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	40
5.5 CARICO UNIFORME LIMITE DI DIMENSIONAMENTO DEL MONTANTE TIPO H1	41
5.6 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI	42
5.6.1 <i>Verifica a flessione SLU</i>	42
5.6.2 <i>Verifica ad instabilità flesso-torsionale</i>	42
5.6.3 <i>Verifica a taglio SLU</i>	45
5.6.4 <i>Verifica tensionale in esercizio</i>	46

5.6.5	<i>Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti</i>	46
5.7	VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	47
5.7.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	47
5.7.2	<i>Analisi dei carichi</i>	48
5.7.3	<i>Verifica dei tirafondi a taglio-trazione</i>	49
5.7.4	<i>Verifica di resistenza piastra di base</i>	50
5.7.5	<i>Verifica a rifollamento della piastra di base</i>	50
5.7.6	<i>Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti</i>	51
5.7.7	<i>Verifica delle saldature</i>	52
5.7.8	<i>Ancoraggio dei tirafondi</i>	53
5.8	VERIFICHE A FATICA	54
5.8.1	<i>Carichi di fatica (F)</i>	54
6.	MONTANTE TIPO H3	63
6.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	65
6.2	MATERIALI	66
6.2.1	<i>Carpenteria metallica</i>	66
6.2.2	<i>Calcestruzzo armato</i>	67
6.3	VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	68
6.4	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	68
6.5	CARICO UNIFORME LIMITE DI DIMENSIONAMENTO DEL MONTANTE TIPO H3	69
6.6	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI	70
6.6.1	<i>Verifica a flessione SLU</i>	70
6.6.2	<i>Verifica ad instabilità flesso-torsionale</i>	71
6.6.3	<i>Verifica a taglio SLU</i>	73
6.6.4	<i>Verifica tensionale in esercizio</i>	74
6.6.5	<i>Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti</i>	75
6.7	VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	76
6.7.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	76
6.7.2	<i>Analisi dei carichi</i>	77
6.7.3	<i>Verifica dei tirafondi a taglio-trazione</i>	78
6.7.4	<i>Verifica di resistenza piastra di base</i>	79
6.7.5	<i>Verifica a rifollamento della piastra di base</i>	80
6.7.6	<i>Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti</i>	81
6.7.7	<i>Verifica delle saldature</i>	81
6.7.8	<i>Ancoraggio dei tirafondi</i>	82
6.8	VERIFICHE A FATICA	83
6.8.1	<i>Carichi di fatica (F)</i>	83
7.	MONTANTE TIPO H4	91

7.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	93
7.2	MATERIALI	94
7.2.1	<i>Carpenteria metallica</i>	94
7.2.2	<i>Calcestruzzo armato</i>	95
7.3	VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	96
7.4	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	96
7.5	CARICO UNIFORME LIMITE DI DIMENSIONAMENTO DEL MONTANTE TIPO H4	97
7.6	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI	99
7.6.1	<i>Verifica a flessione SLU</i>	99
7.6.2	<i>Verifica ad instabilità flesso-torsionale</i>	99
7.6.3	<i>Verifica a taglio SLU</i>	102
7.6.4	<i>Verifica tensionale in esercizio</i>	103
7.6.5	<i>Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti</i>	104
7.7	VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	105
7.7.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	105
7.7.2	<i>Analisi dei carichi</i>	106
7.7.3	<i>Verifica dei tirafondi a taglio-trazione</i>	107
7.7.4	<i>Verifica di resistenza piastra di base</i>	108
7.7.5	<i>Verifica a rifollamento della piastra di base</i>	109
7.7.6	<i>Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti</i>	110
7.7.7	<i>Verifica delle saldature</i>	110
7.7.8	<i>Ancoraggio dei tirafondi</i>	112
7.8	VERIFICHE A FATICA	113
7.8.1	<i>Carichi di fatica (F)</i>	113
8.	MONTANTE TIPO I1	121
8.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	123
8.2	MATERIALI	124
8.2.1	<i>Carpenteria metallica</i>	124
8.2.2	<i>Calcestruzzo armato</i>	125
8.3	VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	126
8.4	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	126
8.5	CARICO UNIFORME LIMITE DI DIMENSIONAMENTO DEL MONTANTE TIPO I1.....	127
8.6	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MONTANTI	129
8.6.1	<i>Verifica a flessione SLU</i>	129
8.6.2	<i>Verifica ad instabilità flesso-torsionale</i>	129
8.6.3	<i>Verifica a taglio SLU</i>	132
8.6.4	<i>Verifica tensionale in esercizio</i>	133
8.6.5	<i>Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti</i>	133

8.7	VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	135
8.7.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	135
8.7.2	<i>Analisi dei carichi</i>	136
8.7.3	<i>Verifica dei tirafondi a taglio-trazione</i>	137
8.7.4	<i>Verifica di resistenza piastra di base</i>	138
8.7.5	<i>Verifica a rifollamento della piastra di base</i>	139
8.7.6	<i>Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti</i>	140
8.7.7	<i>Verifica delle saldature</i>	140
8.7.8	<i>Ancoraggio dei tirafondi</i>	142
8.8	VERIFICHE A FATICA	143
8.8.1	<i>Carichi di fatica (F)</i>	143

1. Introduzione

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione è a corredo del Progetto Definitivo di ampliamento alla terza corsia dell'Autostrada A13 Bologna – Padovanella tratta Bologna÷Ferrara.

Oggetto della relazione sono:

- i montanti e i relativi sistemi di ancoraggio delle barriere fonoassorbenti;

I singoli sottointerventi sono stati quindi raggruppati in "famiglie" di caratteri comuni in base ai seguenti criteri:

1. altezza della FOA
2. tipologia "disaccoppiata" oppure "integrata" (la prima barriera antifonica è fisicamente distinta dalla barriera di sicurezza, nel secondo caso la barriera funge contemporaneamente da antifonica e sicurezza)
3. appartenenza alla zona "di bordo" o "corrente" (v. § 2.1.2.2)
4. altezza del rilevato su cui è installata la barriera (v. § 2.1.2.2)¹

A ciascuna delle famiglie così individuate verrà associato un montante tipo, opportunamente dimensionato al fine di sostenere in sicurezza i carichi associati alla famiglia, calcolati come al punto 2.

Nel grafico in Figura 1-1 le curve in tratto nero continuo rappresentano il luogo dei punti del minimo valore del carico uniforme limite che provoca la crisi del sistema montante, secondo il raggiungimento del limite di resistenza delle membrature agli S.L.U. oppure il raggiungimento del limite funzionale di deformazione agli S.L.E. A ciascuna tipologia di montante è quindi associata una curva che rappresenta il limite di carico oltre il quale tale tipologia non risponde più ai criteri di verifica.

¹ Il raggruppamento in tre diverse fasce di altezza di rilevato è puramente convenzionale e indicativo. Il calcolo delle sollecitazioni verrà condotto sulla base dell'effettiva altezza di rilevato per ogni barriera.

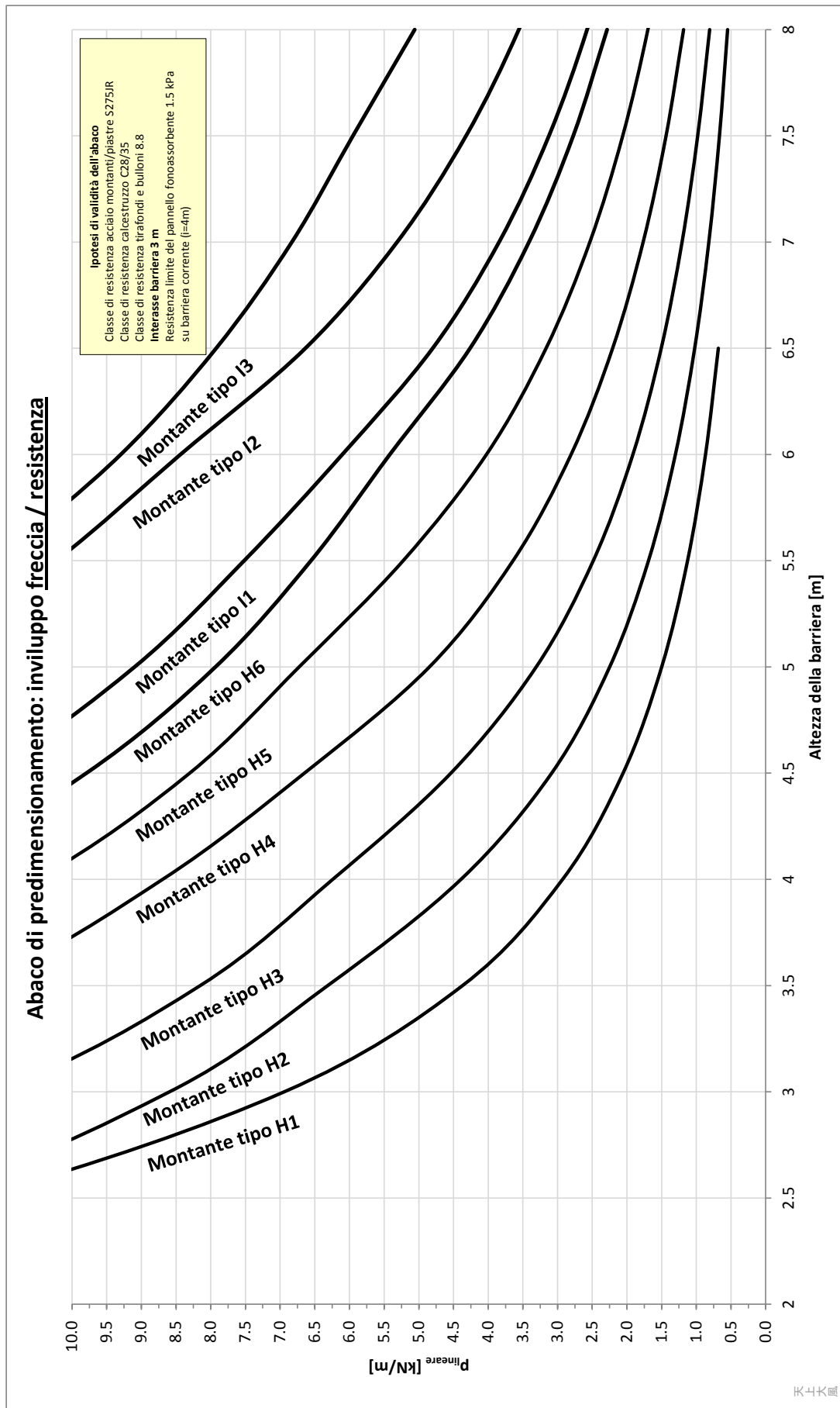


Figura 1-1 - Abaco delle curve di involuppo del carico uniforme limite per le tipologie di montante considerate

Le famiglie di barriere sono elencate in Tabella 1-2; a ciascuna famiglia è associata una tipologia di montante. Queste tipologie sono definite dalle seguenti grandezze geometriche:

- tipologia del profilato e relative dimensioni;
- dimensioni della piastra di base;
- dimensioni degli irrigidimenti saldati alla base del montante;
- numero, diametro e disposizione dei tirafondi;
- dimensioni delle rosette dei tirafondi;
- pretiro dei tirafondi e relativa coppia di serraggio.

Tabella 1-2 - Famiglie di FOA e interventi particolari interessati

H FOA	Famiglia	Montante	Interventi particolari interessati	
3.00 m	3.00 m			
	3.00 m	3.00_bordo - Rilevato_0,0+2,5	HE 160 A	FOA1-a, FOA6-a, FOA10-a, FOA10-c, FOA12-b, FOA50-d, FOA52-a, FOA52-c, FOA53-a, FOA54-a, FOA54-c, FOA56-a, FOA56-c, FOA58-b, FOA59-a
	3.00 m	3.00_bordo - Rilevato_2,5+6,0	HE 160 A	FOA16-a, FOA16-c
	3.00 m			
	3.00 m	3.00_corrente - Rilevato_0,0+2,5	HE 160 A	FOA1-b, FOA6-b, FOA10-b, FOA12-a, FOA50-c, FOA52-b, FOA53-b, FOA54-b, FOA56-b, FOA58-a, FOA59-b
	3.00 m	3.00_corrente - Rilevato_2,5+6,0	HE 160 A	FOA16-b
	3.00 m			
	3.00 m	3.00_INTEG_bordo - Rilevato_2,5+6,0	HE 160 A	FOA55-a, FOA55-c
	3.00 m			
3.00 m	3.00_INTEG_corr - Rilevato_2,5+6,0	HE 160 A	FOA55-b	
4.00 m	4.00 m			
	4.00 m	4.00_bordo - Rilevato_0,0+2,5	HE 200 A	FOA1-c, FOA2-a, FOA2-c, FOA13-a, FOA13-c, FOA14-a, FOA14-c, FOA15-a, FOA15-c, FOA17-a, FOA17-c, FOA19-b, FOA61-a, FOA57-a, FOA57-c, FOA60-b
	4.00 m			
	4.00 m	4.00_corrente - Rilevato_0,0+2,5	HE 200 A	FOA1-b, FOA2-b, FOA13-b, FOA14-b, FOA15-b, FOA17-b, FOA19-a, FOA61-b, FOA50-a, FOA57-b, FOA60-a
	4.00 m			
	4.00 m	4.00_INTEG_bordo - Rilevato_6,0+8,0	HE 160 A	FOA20-a, FOA20-c, FOA62-a, FOA62-c
4.00 m				
4.00 m	4.00_INTEG_corr - Rilevato_6,0+8,0	HE 160 A	FOA20-b, FOA62-b	
5.00 m	5.00 m			
	5.00 m	5.00_bordo - Rilevato_0,0+2,5	HE 220 A	FOA4-a, FOA4-c, FOA8-a, FOA8-c
	5.00 m			
	5.00 m	5.00_corrente - Rilevato_0,0+2,5	HE 220 A	FOA4-b, FOA8-b
	5.00 m			
	5.00 m	5.00_INTEG_bordo - Rilevato_0,0+2,5	HE 160 A	FOA11-a, FOA11-c
5.00 m				
5.00 m	5.00_INTEG_corr - Rilevato_0,0+2,5	HE 160 A	FOA11-b	
6.00 m	6.00 m			
	6.00 m	6.00_bordo - Rilevato_0,0+2,5	IPE 330	FOA3-a, FOA3-c, FOA7-b, FOA9-a, FOA9-c, FOA18-a, FOA51-a
	6.00 m	6.00_bordo - Rilevato_2,5+6,0	IPE 330	FOA18-c
	6.00 m			
	6.00 m	6.00_corrente - Rilevato_0,0+2,5	IPE 330	FOA3-b, FOA7-a, FOA9-b, FOA50-b, FOA51-b
6.00 m	6.00_corrente - Rilevato_2,5+6,0	IPE 330	FOA18-b	

Le tipologie di barriere antirumore analizzate nella presente relazione sono realizzate con montanti in acciaio a sezione ad "H" oppure ad "I" che sostengono i pannelli fonoassorbenti in alluminio verniciato e lastre trasparenti (v. Figura 1-2).

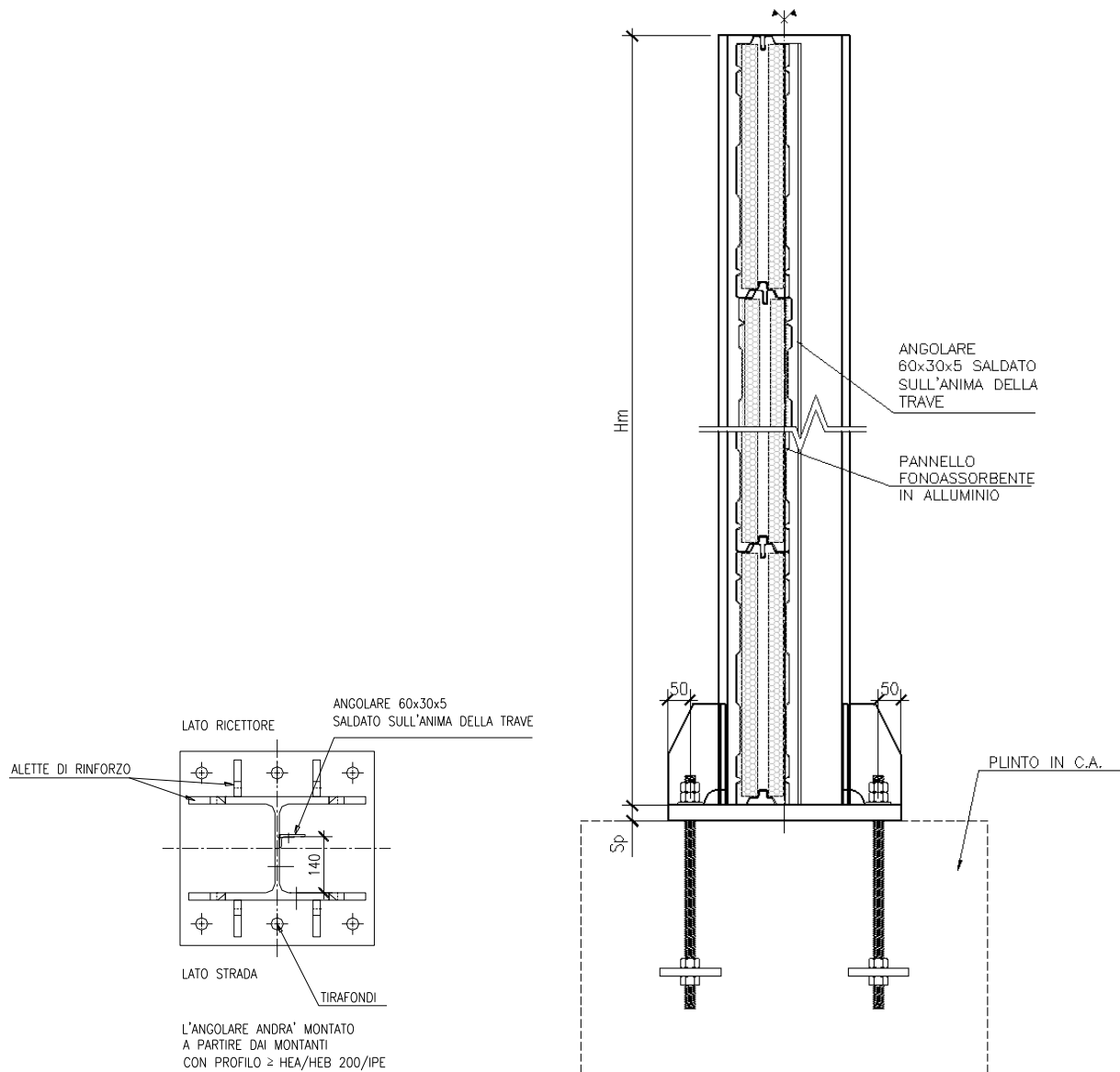


Figura 1-2 - Pianta alla base e sezione verticale architettonici della barriera FOA

Le analisi delle barriere sono state sviluppate per altezze da **3.00 m** a **6.00m**, con passo dei montanti "i" pari a 3.00 m e pari a 2.25 m per le barriere integrate.

Queste ultime sono state calcolate sulla tipologia delle "**Barriere integrate per sicurezza e antirumore da bordo ponte o da bordo laterale_Classe H4 - INTEGAUTOS-S**".²

² **Le barriere integrate, di sicurezza ed antirumore, e le rispettive piastre di ancoraggio ed ancoraggi non sono soggetti a verifica, poiché vengono sottoposti a crash test ed omologazione dalle ditte costruttrici.**

Di seguito verranno quindi riportati solo i calcoli delle azioni sollecitanti.

Relativamente alla **deformabilità delle barriere integrate** viene rimessa al produttore la verifica prestazionale ai sensi della Norma EN 1794-1.

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio di base e fazzoletti di rinforzo (v. Figura 1-3).

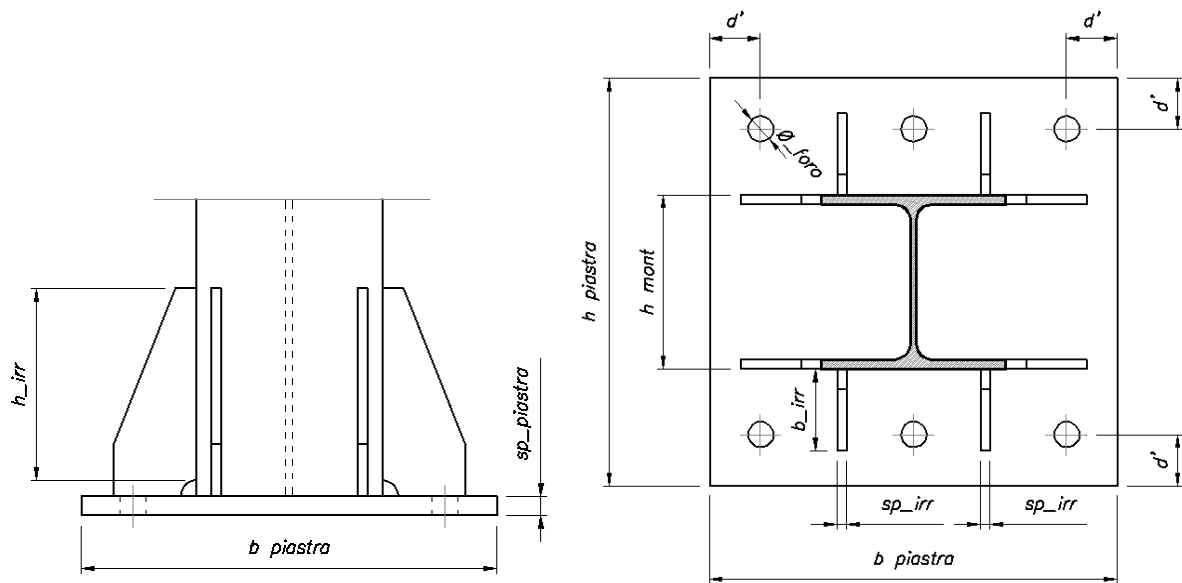


Figura 1-3 - Schema piastra di ancoraggio

Per quanto concerne le pannellature delle barriere antirumore da realizzare è stato previsto uno standard basato sull'utilizzo di pannelli fonoassorbenti in alluminio alleggeriti dall'inserimento di specchiature in materiale trasparente.

Per tutti gli interventi si adotteranno barriere con pannelli modulari di altezza 0.50 m, in alluminio forato preverniciato con interposto materiale isolante. Tali pannelli sono sormontati da lastre trasparenti fonoisolanti di altezza pari a 1.00 m e 2.00 m a seconda dell'altezza complessiva della barriera acustica.

1.2 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [1] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [3] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [4] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [5] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [6] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [7] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [8] . UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [9] . UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [10] . UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [11] . UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [12] . UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [13] . UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [14] . UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [15] . UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [16] . UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [17] . UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [18] . Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [19] . CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [20] . CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [21] . CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [22] . CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [23] . DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

1.3 Materiali

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate per il progetto esecutivo.

1.3.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40)

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti			≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			≥ 24	≥ 21	≥ 20

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².
Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

BULLONI E DADI						
		Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	
DADI	4	5	6	8	10	

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

1.3.2 Calcestruzzo armato

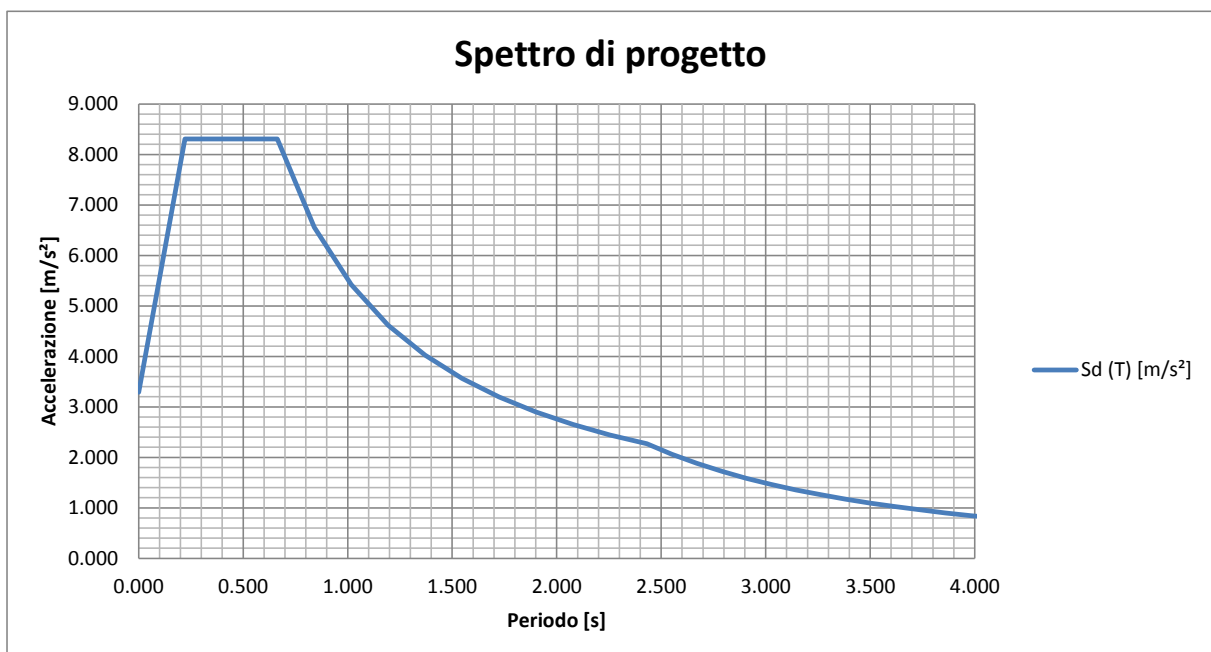
MAGRONE	C12/15
resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 15.0$ MPa
resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} \geq 12.0$ MPa
Classe di esposizione	-
PALI DI FONDAZIONE	C25/30
resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 30.0$ MPa
resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} \geq 25.0$ MPa
Classe di esposizione	XC2
PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE	C28/35
resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 35.0$ MPa
resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} \geq 28.0$ MPa
Classe di esposizione	XC2
Acciaio per c.a.	B450C
Tensione di snervamento: $f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
Tensione di rottura: $f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

1.4 Caratterizzazione sismica

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

- Vita nominale 50 anni
- Classe d'uso IV → Cu = 2.0 -
- Vita di riferimento 50 anni
- $a_g = 0.208 \text{ g} =$ 2.040 m/s^2
- Categoria topografica T1
- Tipo di suolo D
- S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.61 -
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica = 1.00 -
- $S = S_S \times S_T =$ 1.61 -

ag_g	0.208 [g]
ag_a	2.040 [m/s ²]
Fo	2.526 [-]
T*c	0.282 [sec]
Cat. suolo	D
Ss	1.61 [-]
Cat. topografica	T1
St	1.00 [-]
S	1.61 [-]
ξ	5.0 [%]
η	1.00 [-]
Cc	2.354 [-]
TB	0.221 [sec]
TC	0.664 [sec]
TD	2.432 [sec]



1.5 Software di calcolo

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2010**.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

"**RC-SEC**" sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

"**VCASLU**" – ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

2. Analisi dei carichi

2.1 Carichi caratteristici

2.1.1 Pesì propri e carichi permanenti ($G_{k,1}$ e $G_{k,2}$)

Il peso proprio complessivo della barriera è costituito dal peso dei montanti, dei pannelli fonoassorbenti, di quelli fonoisolanti trasparenti e degli elementi di connessione.

Di seguito si riportano i pesi impiegati nel calcolo delle sollecitazioni.

PP pannello Alluminio	0.50 kN/m ²
PP pannello trasparente	0.50 kN/m ²
PP pannello CLS = 25.0 kN/m ³ x 0.15 m =	3.75 kN/m ²

2.1.2 Pressione del vento (Q_w)

2.1.2.1 Ipotesi di calcolo

Con riferimento all'azione del vento sulle barriere, si considerano le seguenti ipotesi di calcolo cautelative:

- Il carico del vento è calcolato in base alla suddivisione in zone della barriera a partire dal bordo (libero) e proseguendo verso la parte centrale (v. § 0).
- Per l'attribuzione del carico del vento, convenzionalmente i montanti saranno dimensionati solo in base alla zona di appartenenza senza tenere in conto gli effetti della zona adiacente per gli elementi in prossimità del passaggio tra le zone (v. Figura 2-1).

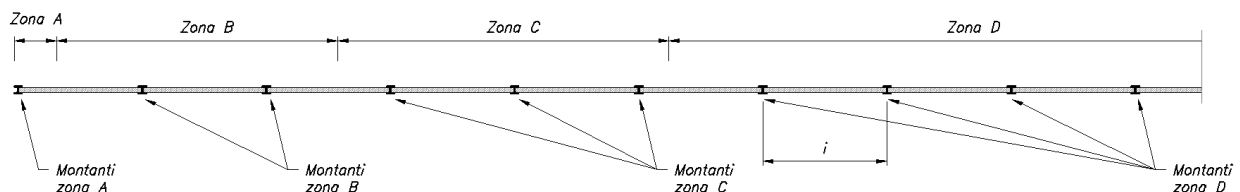


Figura 2-1 - Assegnazione zone ai montanti

- La forzante sul singolo montante viene calcolata come:

$$f \text{ [N/m]} = i \text{ [m]} \cdot c_{sC_d} \text{ [-]} \cdot w_e \text{ [N/m}^2\text{]}$$

i interasse montanti

c_{sC_d} fattore di struttura (v. § 2.1.2.4) posto pari a 1.00

w_e pressione indotta dal vento (v. § 2.1.2.5)

2.1.2.2 Pressione cinetica di picco $q_p(z)$

Nell'analisi statica, la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con la Normativa EN 1991-1-4 (v. § 1.2 - [8]).

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in N/m²):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

dove

q_p pressione cinetica di picco

I_v intensità della turbolenza

ρ densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m³

v_m valore medio della velocità del vento

c_e è il coefficiente di esposizione

Il valore di base della velocità del vento può essere calcolato mediante l'equazione:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$$

v_b velocità di base del vento

$v_{b,0}$ valore fondamentale della velocità di base del vento

c_{dir} fattore direzionale

c_{season} fattore di stagionalità

Nel caso in esame, per quanto concerne la velocità di base del vento, si ha:

Zona	2	UNI EN 1991-1-4
a_s	30	[m] quota sito
v_{b0}	25	[m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
a_0	750	[m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015	[1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	25	§ 4.1.(1) P
c_{dir}	1.00	[-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
c_{season}	1.00	[-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
T_r	50	[anni] periodo di ritorno
k_1	0.138	
n	1.00	
c_{prob}	1.00	EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
v_b	25.0	[m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)

La velocità media del vento $v_m(z)$ alla quota z al di sopra del terreno dipende dalla rugosità del terreno, dall'orografia e dalla velocità di base del vento, v_b , ed è determinata utilizzando la seguente equazione:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b$$

dove:

$c_r(z)$ fattore di rugosità

$c_o(z)$ fattore di orografia

Il fattore di topografia $c_o(z)$, data la conformazione "tipo" del versante su cui verranno installate le barriere, è stato posto pari all'unità.

A compensazione cautelativa di questa ipotesi progettuale, si impone come altezza di calcolo della pressione del vento, come si sarebbe fatto per le barriere su opere di scavalco, la somma dell'altezza della FOA e dell'altezza di rilevato su cui è installata.

In funzione della conformazione del terreno e delle altezze delle opere di scavalco (viadotti e sottovia), si è scelto di ordinare i rilevati in tre gruppi:

→ Rilevato da 0.00 m a 2.50 m

→ Rilevato da 2.50 m a 6.00 m

→ Rilevato da 6.00 m a 8.00 m

per ciascuno dei quali si è posta l'altezza del rilevato pari al limite superiore (ovvero, rispettivamente

2.5 m nel caso di altezza ricadente tra 0 e 2.5 m

6 m nel caso di altezza ricadente tra 2.5 e 6 m

8 m nel caso di altezza ricadente tra 6 e 8 m

L'intensità di turbolenza $I_v(z)$ all'altezza z è definita come il rapporto tra lo scarto tipo della turbolenza e il valore medio della velocità del vento ed è definita come segue:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_o(z) \times \ln(z/z_o)} \quad \text{per} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{per} \quad z < z_{\min}$$

Lo scarto tipo della turbolenza, σ_v , può essere determinato utilizzando l'equazione seguente:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_i$$

k_i fattore della turbolenza il cui valore raccomandato è pari a 1.00

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

$z_{0,II}$ 0,05 m

z_{\min} altezza minima

z_{\max} pari a 200 m

Nel caso in esame, per quanto concerne velocità media, intensità di turbolenza e pressione di picco per le famiglie di barriere identificate, si ottengono i valori riportati in Tabella 2-1.

Tabella 2-1 - Valore di picco della pressione dinamica

interasse montanti	H _{barr.}	H _{ril}	z _e	cr	v _m (z)	I _v (z)	q _p (z)
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m/s]	[-]	[N/m ²]
2.25	3	6	9	0.90	22	0.22	804
2.25	3	6	9	0.90	22	0.22	804
2.25	4	9	13	0.97	24	0.21	898
2.25	4	9	13	0.97	24	0.21	898
2.25	5	1.5	6.5	0.83	21	0.24	725
2.25	5	1.5	6.5	0.83	21	0.24	725
3	3	1.5	4.5	0.78	20	0.26	663
3	3	1.5	4.5	0.78	20	0.26	663
3	3	1	4	0.78	20	0.26	663
3	3	1	4	0.78	20	0.26	663
3	3	5.5	8.5	0.89	22	0.23	790
3	3	5.5	8.5	0.89	22	0.23	790
3	4	1.5	5.5	0.80	20	0.25	685
3	4	1.5	5.5	0.80	20	0.25	685
3	4	1	5	0.78	20	0.26	663
3	4	1	5	0.78	20	0.26	663
3	4	2	6	0.82	20	0.24	706
3	4	2	6	0.82	20	0.24	706
3	5	1.5	6.5	0.83	21	0.24	725
3	5	1.5	6.5	0.83	21	0.24	725
3	6	1.5	7.5	0.86	22	0.23	759
3	6	1.5	7.5	0.86	22	0.23	759
3	6	2	8	0.87	22	0.23	775
3	6	2	8	0.87	22	0.23	775
3	6	5	11	0.94	23	0.21	855
3	6	5	11	0.94	23	0.21	855

2.1.2.3 Coefficienti di pressione $c_{p,net}$

Al fine della determinazione della pressione agente sui pannelli, il valore di picco, come determinato ai punti precedenti, va moltiplicato per i coefficienti di pressione netta $c_{p,net}$, come specificati per le zone A, B, C e D riportate nello schema di Figura 2-2 e Tabella 2-2.

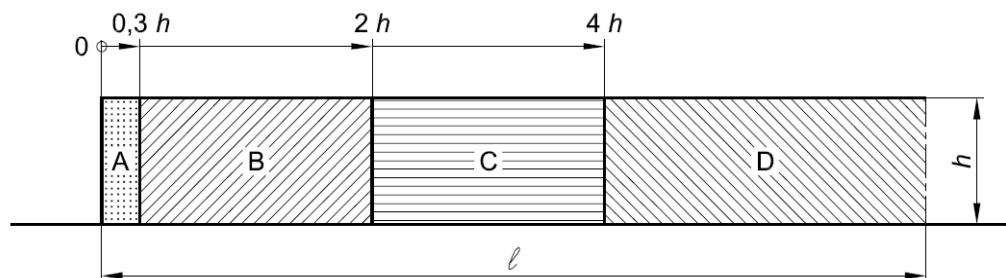


Figura 2-2 - Determinazione zone di carico del vento

Tabella 2-2 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

A favore di sicurezza si impone una lunghezza totale della barriera "indefinita" (pari a 100 m $\rightarrow l/h > 10$) in modo da massimizzare i coefficienti di pressione sulle zone di bordo.

Per tutte le altezze di barriera otteniamo:

Tabella 2-3 - Coefficienti di pressione

L rit	0.00	[m] Lunghezza angolo di ritorno
cp A	3.40	[-] Coefficiente di pressione zona A
cp B	2.10	[-] Coefficiente di pressione zona B
cp C	1.70	[-] Coefficiente di pressione zona C
cp D	1.20	[-] Coefficiente di pressione zona D

N.B.: In conformità a quanto emerso dalle analisi strutturali delle barriere esposte nel seguito, si è scelto cautelativamente di applicare i coefficienti di pressione della zona B a tutta la zona di bordo di larghezza pari a 4h.

2.1.2.4 Fattore di struttura $c_s c_d$

Il coefficiente di strutture $c_s c_d$ è determinato in base alla Procedura 1 dell'Appendice B della EN 1991-1-4 come previsto nella stessa Normativa al § 6.3.1.

Essendo la rigidità della struttura molto elevata, il valore di $c_s c_d$ viene posto cautelativamente maggiore o uguale a 1.00.

2.1.2.5 Pressione indotta dal vento w_e

La pressione del vento agente sulle superfici esterne è ottenuta dalla seguente equazione:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

dove:

$q_p(z_e)$ valore di picco della pressione dinamica

z_e altezza di riferimento per la pressione esterna

c_{pe} coefficiente di pressione per la pressione esterna - per le barriere FOA $c_{pe} \equiv c_{p,net}$

Per le barriere in oggetto si ottengono i valori di picco della pressione riportati nella tabella di seguito.

Tabella 2-4 - Pressione del vento agente sulle barriere

interasse montanti [m]	$H_{barr.}$ [m]	$H_{ril.}$ [m]	$q_p(z)$ [N/m ²]	c_p [-]	p_w [kN/m ²]
2.25	3	6	804	1.2	0.965
2.25	3	6	804	2.1	1.689
2.25	4	9	898	1.2	1.077
2.25	4	9	898	2.1	1.885
2.25	5	1.5	725	1.2	0.870
2.25	5	1.5	725	2.1	1.522
3	3	1.5	663	1.2	0.796
3	3	1.5	663	2.1	1.393
3	3	1	663	1.2	0.796
3	3	1	663	2.1	1.393
3	3	5.5	790	1.2	0.948
3	3	5.5	790	2.1	1.659
3	4	1.5	685	1.2	0.822
3	4	1.5	685	2.1	1.439
3	4	1	663	1.2	0.796
3	4	1	663	2.1	1.393
3	4	2	706	1.2	0.847
3	4	2	706	2.1	1.482
3	5	1.5	725	1.2	0.870
3	5	1.5	725	2.1	1.522
3	6	1.5	759	1.2	0.911
3	6	1.5	759	2.1	1.594
3	6	2	775	1.2	0.930
3	6	2	775	2.1	1.628
3	6	5	855	1.2	1.026
3	6	5	855	2.1	1.795

2.1.2.6 Sollecitazioni sui montanti

Si riportano di seguito i carichi f [N/m] del vento (schema statico a mensola).

Tabella 2-5 - Sollecitazioni agenti sui montanti

interasse montanti [m]	$H_{barr.}$ [m]	H_{ril} [m]	p_w [kN/m ²]	p_{lin} [kN/m]
2.25	3	6	0.965	2.17
2.25	3	6	1.689	3.80
2.25	4	9	1.077	2.42
2.25	4	9	1.885	4.24
2.25	5	1.5	0.870	1.96
2.25	5	1.5	1.522	3.42
3	3	1.5	0.796	2.40
3	3	1.5	1.393	4.18
3	3	1	0.796	2.40
3	3	1	1.393	4.18
3	3	5.5	0.948	2.84
3	3	5.5	1.659	4.98
3	4	1.5	0.822	2.47
3	4	1.5	1.439	4.32
3	4	1	0.796	2.40
3	4	1	1.393	4.18
3	4	2	0.847	2.54
3	4	2	1.482	4.45
3	5	1.5	0.870	2.61
3	5	1.5	1.522	4.57
3	6	1.5	0.911	2.73
3	6	1.5	1.594	4.78
3	6	2	0.930	2.79
3	6	2	1.628	4.88
3	6	5	1.026	3.08
3	6	5	1.795	5.38

2.1.3 Pressione dinamica veicolare (Q_{dv})

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 § A.2.2. (v. § 1.2 - [17]).

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano.

La tipologia di traffico relativa è la seguente:

- Traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h

Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a

$$q(v) = 0.800 \text{ kN/m}^2$$

($q_{,lin} = 2.40 \text{ kN/m}$ per FOA disaccoppiate - $q_{,lin} = 1.80 \text{ kN/m}$ per FOA integrate)

Per quanto riguarda il carico del vento e la pressione dinamica dovuta ai veicoli, si può assumere che essi non agiscano simultaneamente.

2.1.4 Carico dinamico da rimozione neve (Q_m)

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 § E. (v. § 1.2 - [17]).

In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, una barriera per il rumore potrebbe essere danneggiata da neve e ghiaccio sollevati dallo spazzaneve. Il carico causato dalla neve sollevata viene definito come "carico dinamico causato dalla rimozione della neve". Il volume e l'altezza del carico dipendono dalla velocità e dal tipo di spazzaneve, e dalla distanza della barriera per il rumore dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, deve essere assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00 m x 2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al disopra del livello stradale, come mostrato nella Figura 2-3.

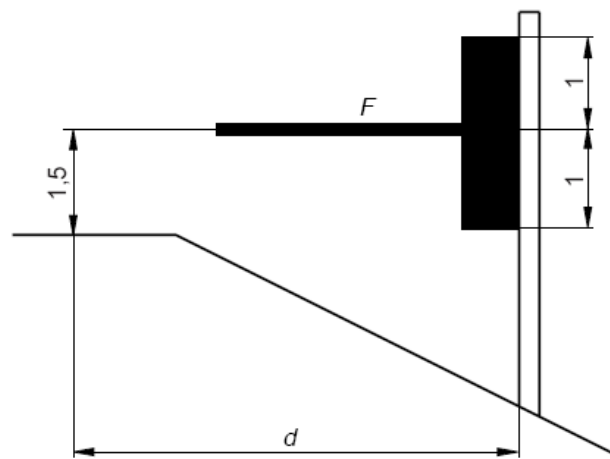


Figura 2-3 - Schema di carico dinamico da rimozione neve - quote in [m]

Il valore della forza risultante deve essere ottenuto dalla Figura 2-4.

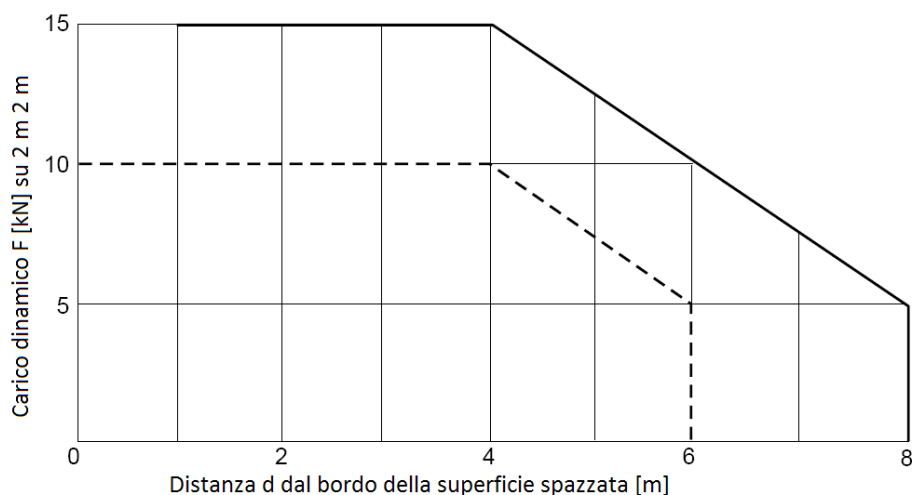


Figura 2-4 - Magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve

Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con $i = 4.00$ m e $i = 3.00$ m), in via cautelativa si

applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve F pari a 15 kN ad un solo montante per volta.

L'altezza costante dal terreno per l'applicazione del carico genera delle sollecitazioni di uguale intensità per ogni tipo di barriera:

Tabella 2-6 - Sollecitazioni per carico dinamico da rimozione neve sul singolo montante

F	15 000 [N]
b_m (COSTANTE)	2.00 [m]
h_m (COSTANTE)	2.00 [m]
A	4.00 [m ²]
h dislivello	0.00 [m]
h forzante (COSTANTE)	1.50 [m]
h tot Forzante	1.50 [m]
V_rim.neve	15 000 [N]
M_rim.neve	22 500 [Nm]

Si assume che il carico dinamico causato dalla rimozione della neve non agisca simultaneamente al carico del vento.

2.1.5 Azione sismica (E_d)

Data la particolare struttura delle barriere fonoassorbenti, si è applicata l'azione sismica calcolata con analisi di tipo **statica equivalente**.

Sulla base della caratterizzazione sismica riportata al Cap. 1.4, si determinano le seguenti azioni sismiche come previsto dalla vigente Normativa (NTC2008 § 7.3.3.2 - v. § 1.2 - [4]):

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} \quad (\text{periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame})$$

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda \cdot g \quad (\text{forzante sismica globale})$$

ag_g	0.208	[g]
ag_a	2.040	[m/s ²]
Fo	2.526	[-]
T*c	0.282	[sec]
Fv	1.555	[-]
Cat. suolo	D	
Ss	1.612	[-]
St	1.000	[-]
S	1.612	[-]
ξ	5.00	[%]
η	1.00	[-]
Cc	2.354	[-]
TB	0.221	[sec]
TC	0.664	[sec]
TD	2.432	[sec]
Sd(T) min	0.408	[m/s ²]
q orizzontale	1.000	[-]
q verticale	1.000	[-]
C1	0.085	[-]
λ	1.00	[-]

Per le barriere in oggetto, otteniamo:

Tabella 2-7 - Sollecitazioni sismiche per le barriere

Etichette di riga	T1 [sec]	Se (T1) [m/s ²]	Se,v (T1) [m/s ²]	Sd (T1) [m/s ²]	Sd,v (T1) [m/s ²]	W [kh]	Fh_sism [N]	M_sism [Nm]
3.00_bordo								
Rilevato_0.0÷2.5	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	1 029	7 905	15 809
Rilevato_2.5÷6.0	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	1 029	7 905	15 809
3.00_corrente								
Rilevato_0.0÷2.5	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	1 341	10 306	20 612
Rilevato_2.5÷6.0	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	1 341	10 306	20 612
3.00_INTEG_bordo								
Rilevato_2.5÷6.0	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	794	6 104	12 207
3.00_INTEG_corr								
Rilevato_2.5÷6.0	0.194	7.684	4.888	7.684	4.888	794	6 104	12 207
4.00_bordo								
Rilevato_0.0÷2.5	0.240	8.308	5.115	8.308	5.115	1 257	10 441	27 842
4.00_corrente								
Rilevato_0.0÷2.5	0.240	8.308	5.115	8.308	5.115	1 619	13 452	35 873
4.00_INTEG_bordo								
Rilevato_6.0÷8.0	0.240	8.308	5.115	8.308	5.115	937	7 787	20 764
4.00_INTEG_corr								
Rilevato_6.0÷8.0	0.240	8.308	5.115	8.308	5.115	937	7 787	20 764
5.00_bordo								
Rilevato_0.0÷2.5	0.284	8.308	5.115	8.308	5.115	1 490	12 379	41 263
5.00_corrente								
Rilevato_0.0÷2.5	0.284	8.308	5.115	8.308	5.115	1 903	15 806	52 687
5.00_INTEG_bordo								
Rilevato_0.0÷2.5	0.284	8.308	5.115	8.308	5.115	1 080	8 974	29 913
5.00_INTEG_corr								
Rilevato_0.0÷2.5	0.284	8.308	5.115	8.308	5.115	1 080	8 974	29 913
6.00_bordo								
Rilevato_0.0÷2.5	0.326	8.308	5.115	8.308	5.115	1 682	13 975	55 900
Rilevato_2.5÷6.0	0.326	8.308	5.115	8.308	5.115	1 682	13 975	55 900
6.00_corrente								
Rilevato_0.0÷2.5	0.326	8.308	5.115	8.308	5.115	2 145	17 818	71 270
Rilevato_2.5÷6.0	0.326	8.308	5.115	8.308	5.115	2 145	17 818	71 270

Sotto queste condizioni l'azione sismica risulta inferiore al valore dell'azione del vento caratteristica, pertanto nelle combinazioni di calcolo e le successive verifiche non verrà considerata la combinazione sismica perché non dimensionante.

2.1.1 Urto veicolare (A_d)

In base alle disposizioni di Normativa, le forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza (in questo caso, barriere FOA integrate) sono tenute in conto attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa è considerata agente 1.00 m sopra il livello del piano di marcia e deve essere applicata su una linea di lunghezza pari a 0.50 m.

Qualora l'azione dell'urto di veicoli in svio venga ripartita da barriere di contenimento, tale azione verrà convenzionalmente ripartita su tre montanti della barriera secondo la seguente distribuzione:

$$100 \text{ kN} = 12.5 \text{ kN (I montante)} + 75.00 \text{ kN (II montante)} + 12.5 \text{ kN (III montante)}$$

2.1.1.1 Diffusione del carico

Il carico agente concentrato alla base del montante si ridistribuisce lungo l'elemento strutturale fino alla sezione di verifica secondo una diffusione a 45°.

Qualora la diffusione di un carico comportasse la sovrapposizione delle azioni con altri carichi se ne dovrà tenere in debito conto nella determinazione delle aree di diffusione e dei carichi totali agenti.

2.2 Rappresentazione grafica delle azioni sui montanti

Con riferimento al grafico mostrato in Figura 1-1, si può operare un confronto tra le curve rappresentative del carico uniforme limite del montante e le azioni agenti. Queste ultime possono essere infatti riportate nel grafico riconducendole a carichi uniformemente distribuiti sui montanti.

In particolare:

- le rette in grigio tratteggiate rappresentano il carico associato alla pressione dinamica veicolare per le barriere correnti (interasse montanti 4 m) e di bordo (interasse 3 m);
- le curve in grigio tratteggiate rappresentano il carico equivalente agli SLU ed agli SLE associato all'azione di spazzamento, in dettaglio:
 - per la generazione della prima curva ($p_{\text{spazzamento}}$ DEFORMABILITA') si è proceduto determinando la deflessione provocata in testa al montante dall'azione di spazzamento, a partire da tale valore si è quindi ricavato il valore equivalente di carico distribuito tale da provocare lo stesso valore di deflessione e lo si è posto nel grafico in corrispondenza della massima altezza di utilizzo per ciascuna tipologia di montante;
 - per la seconda curva ($p_{\text{spazzamento}}$ RESISTENZA), si sono determinate le sollecitazioni alla base montante dovute all'azione di spazzamento e si è quindi ricavato, per ciascuna altezza, il valore del carico distribuito tale da provocare le medesime sollecitazioni.
- I punti rossi rappresentano il carico uniforme relativo alla azione esercitata dalla pressione del vento; sono state riportate le sollecitazioni relative alle due condizioni di carico studiate (4.00_bordo e 6.00_bordo). Queste azioni sono caratteristiche del sito in esame e sono ottenute trasformando la pressione del vento, calcolata come descritto ai punti precedenti, in pressione lineare, moltiplicandola per l'interasse dei montanti.

Per il sito in esame l'abaco di riferimento è quello riportato in Figura 2-5 dal quale è possibile ricavare, per ciascuna famiglia di sotto-intervento, le tipologie di montante che soddisfano i criteri di verifica.

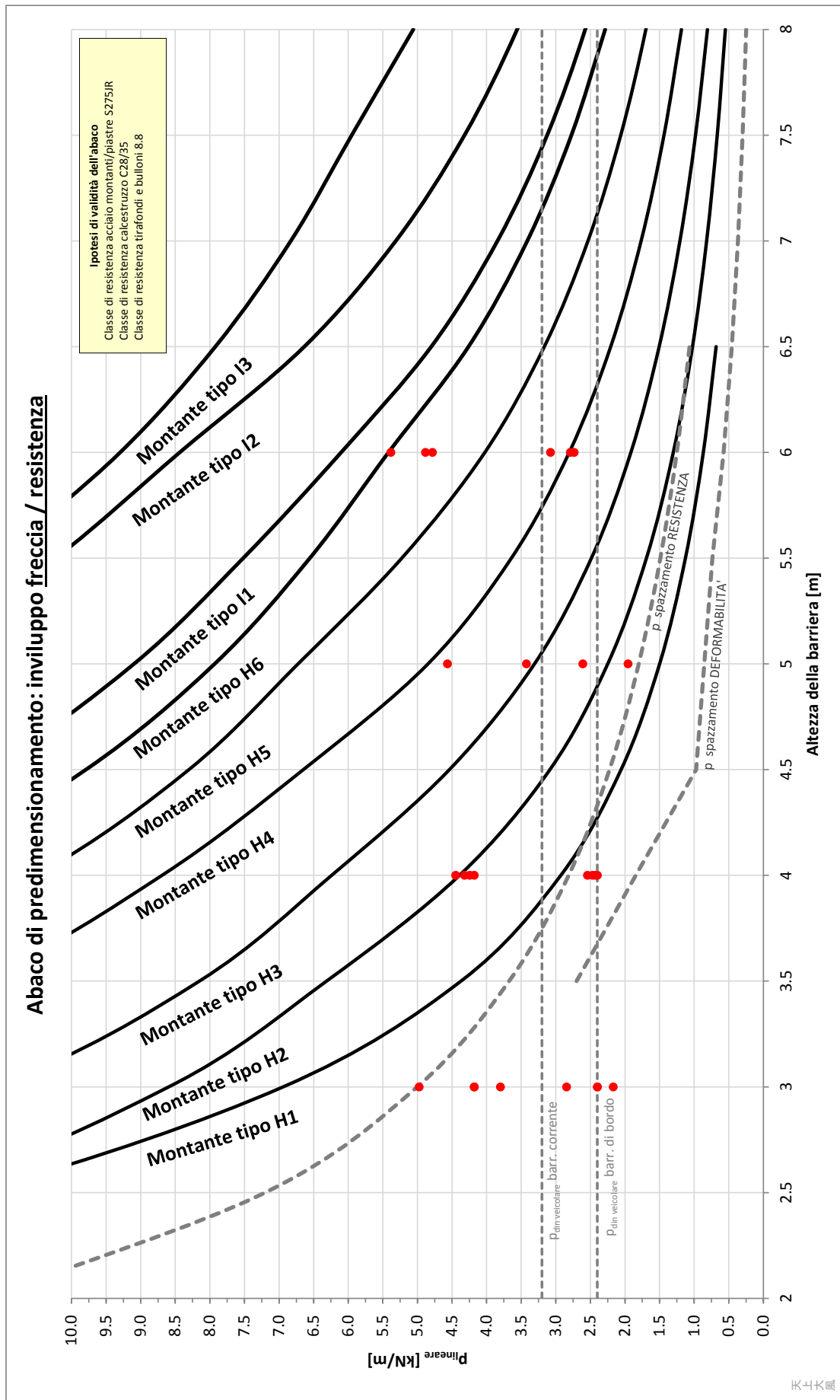


Figura 2-5 - Abaco di confronto tra le curve di involucro del carico uniforme limite per le tipologie di montante e le azioni agenti

2.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4./NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D.

Per le azioni variabili considerate si eseguiranno le permutazioni necessarie alla definizione di volta in volta dell'azione principale e delle secondarie.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

S.L.U. - STR / GEO

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \gamma_{q,n} \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

S.L.U. - Sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni sismiche, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + E_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

S.L.U. - Fatica

Per quanto concerne la definizione delle azioni associate al fenomeno della fatica, si rimanda agli allegati relativi alle singole tipologie di montante; l'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 6.8.3(1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica.

Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. Frequente, in cui i carichi variabili, se presenti, sono costituiti dai contributi non dominanti significativi, mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dalle raffiche di vento.

Pertanto, l'ampiezza dell'intervallo di variazione di tensione viene valutata sulla base di:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{1,2} Q_{k,2} + \psi_{1,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{1,n} Q_{k,n}$$

ECC - Combinazione Eccezionale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni con le azioni eccezionali di progetto (A_d):

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

S.L.E. - Caratteristica Rara

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} + \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

N.B.: La combinazione SLE Caratteristica (Rara) è considerata unica rappresentativa per la condizione di esercizio.

In base alle considerazioni esposte in precedenza, le combinazioni di carico possono essere riassunte nella seguente Tabella 2-8:

Tabella 2-8 - Coefficienti di combinazione delle azioni

Carico caratteristico	Coefficienti γ_{SL}						Coefficienti di non contemporaneità ³			
	SLU - STR	SLU - GEO	SLU - SISMA	SLU - Fatica	ECC	SLE - Rara	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
PP e Perm ($G_{k,1}$ e $G_{k,2}$)	1.00÷1.30	1.00	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
Vento (Q_w)	NON SIMULTANEI	0.00÷1.50	0.00÷1.30	-	-	-	0.00÷1.00	0.60	0.20	0.00
p,veicolare (Q_{dv})		0.00÷1.50	0.00÷1.30	-	-	-	0.00÷1.00	0.60	0.20	0.00
q,rim.neve (Q_{rn})		0.00÷1.50	0.00÷1.30	-	-	-	0.00÷1.00	0.60	0.20	0.00
Carico neve (Q_s)		0.00÷1.50	0.00÷1.30	-	-	-	0.00÷1.00	0.50	0.20	0.00
Azione sismica (E_d)	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	
Δ Fatica (F)	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	
Urto veicolare (A_d)	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	

N.B.: Le sollecitazioni riportate in seguito saranno quelle ottenute dall'involuppo delle permutazioni dei carichi variabili non simultanei (vento / pressione veicolare / carico per rimozione neve).

³ I coefficienti di non contemporaneità sono stati riportati per completezza anche se nei risultati riportati nella presente relazione la sola combinazione agli SLE calcolata è quella Caratteristica Rara.

2.4 Sollecitazioni alla base dei montanti

Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute alla base dei montanti delle barriere per le combinazioni di carico riportate in § 2.3.

Tali sollecitazioni sono indicative e riferite cautelativamente ai raggruppamenti secondo le fasce di altezza di rilevato indicate in Tabella 1-2.

Tabella 2-9 - Sollecitazioni combinate

Rilevato	Montante	qw [N/m ²]	Sollecitazioni SLU-STR			Sollecitazioni SLU-GEO			Sollecitazioni SLE Rara			Combinazione ECC (urto)		
			N_SLU [N]	M_SLU [Nm]	V_SLU [N]	N_SLU_GEO [N]	M_SLU_GEO [Nm]	V_SLU_GEO [N]	N_SLE_Rara [N]	M_SLE_Rara [Nm]	V_SLE_Rara [N]	N_SLE_ECC [N]	M_SLE_ECC [Nm]	V_SLE_ECC [N]
3.00_bordo														
Rilevato_0.0+2.5	HE 160 A	1 439	13 373	33 750	22 500	10 287	29 250	19 500	10 287	22 500	15 000	0	0	0
Rilevato_2.5+6.0	HE 160 A	1 689	13 373	35 146	23 431	10 287	30 460	20 306	10 287	23 431	15 620	0	0	0
3.00_corrente														
Rilevato_0.0+2.5	HE 160 A	822	17 436	33 750	22 500	13 412	29 250	19 500	13 412	22 500	15 000	0	0	0
Rilevato_2.5+6.0	HE 160 A	965	17 436	33 750	22 500	13 412	29 250	19 500	13 412	22 500	15 000	0	0	0
3.00_INTEG_bordo														
Rilevato_2.5+6.0	HE 160 A	1 689	10 326	33 750	22 500	7 943	29 250	19 500	7 943	22 500	15 000	7 943	75 000	75 000
3.00_INTEG_corr														
Rilevato_2.5+6.0	HE 160 A	965	10 326	33 750	22 500	7 943	29 250	19 500	7 943	22 500	15 000	7 943	75 000	75 000
4.00_bordo														
Rilevato_0.0+2.5	HE 200 A	1 522	16 337	57 510	28 755	12 567	49 842	24 921	12 567	38 340	19 170	0	0	0
4.00_corrente														
Rilevato_0.0+2.5	HE 200 A	870	21 050	41 749	22 500	16 192	36 183	19 500	16 192	27 833	15 000	0	0	0
4.00_INTEG_bordo														
Rilevato_6.0+8.0	HE 160 A	1 841	12 184	54 097	27 048	9 372	46 884	23 442	9 372	36 064	18 032	9 372	75 000	75 000
4.00_INTEG_corr														
Rilevato_6.0+8.0	HE 160 A	1 052	12 184	33 750	22 500	9 372	29 250	19 500	9 372	22 500	15 000	9 372	75 000	75 000
5.00_bordo														
Rilevato_0.0+2.5	HE 220 A	1 594	19 370	96 628	38 651	14 900	83 744	33 498	14 900	64 419	25 768	0	0	0
5.00_corrente														
Rilevato_0.0+2.5	HE 220 A	911	24 733	68 334	27 333	19 025	59 223	23 689	19 025	45 556	18 222	0	0	0
5.00_INTEG_bordo														
Rilevato_0.0+2.5	HE 160 A	1 594	14 042	76 520	30 608	10 801	66 317	26 527	10 801	51 013	20 405	10 801	75 000	75 000
5.00_INTEG_corr														
Rilevato_0.0+2.5	HE 160 A	911	14 042	38 438	22 500	10 801	33 313	19 500	10 801	25 625	15 000	10 801	75 000	75 000
6.00_bordo														
Rilevato_0.0+2.5	IPE 330	1 659	21 867	149 337	49 779	16 821	129 425	43 142	16 821	99 558	33 186	0	0	0
Rilevato_2.5+6.0	IPE 330	1 841	21 867	165 778	55 259	16 821	143 674	47 891	16 821	110 519	36 840	0	0	0
6.00_corrente														
Rilevato_0.0+2.5	IPE 330	948	27 880	102 373	34 124	21 446	88 723	29 574	21 446	68 249	22 750	0	0	0
Rilevato_2.5+6.0	IPE 330	1 052	27 880	113 644	37 881	21 446	98 491	32 830	21 446	75 763	25 254	0	0	0

3. Verifica carpenteria metallica

3.1 Generalità

Per quanto riguarda le verifiche strutturali condotte sulle tipologie di montanti impiegate, si rimanda alle relazioni specifiche riportate in allegato.

4. Allegati di calcolo

5. Montante tipo H1

Oggetto della relazione sono le verifiche strutturali del montante metallico tipo H1 inteso come sistema composto da profilato, piastra di base con relativi irrigidenti saldati e tirafondi di ancoraggio. Le caratteristiche geometriche di tale sistema sono riportate al punto 5.7.1.

Il valore dell'azione caratteristica adottato nelle verifiche è stato determinato confrontando diversi valori di carico uniforme (pressione per interasse) agenti sul montante tali da provocare la crisi del sistema secondo i meccanismi di seguito elencati:

- raggiungimento della resistenza a flessione del profilato;
- raggiungimento del limite di instabilità flessionale del profilato;
- raggiungimento della resistenza a taglio del profilato;
- raggiungimento della deflessione massima ammissibile in sommità del profilato;
- raggiungimento della trazione di rottura nei tirafondi;
- raggiungimento della resistenza a flessione della piastra di base;
- raggiungimento della resistenza a compressione nel calcestruzzo sottostante la piastra di base.

Ulteriori meccanismi di crisi (rifollamento della piastra di base, verifica delle saldature del montante alla piastra di base, fatica delle membrature ecc.) non sono stati considerati ai fini del calcolo dell'azione massima in quanto non influenti sul dimensionamento, alla luce delle verifiche condotte.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori di carico uniforme associati a ciascuno dei meccanismi di crisi considerati, per la tipologia di montante in esame:

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Flessione			Instabilità		Taglio		
			W_{pl}	$M_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ FLESSIONE	$M_{b,Rd}$	$P_{max, lineare}$ INST.	A_v	$V_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ TAGLIO
		[m]	[m ³]	[kNm]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[m ²]	[kN]	[kN/m]
H1	HE 160 A	2	2.45E-04	64.2	21.4	64.2	21.4	1.32E-03	199.7	66.6
H1	HE 160 A	2.5	2.45E-04	64.2	13.7	63.5	13.5	1.32E-03	199.7	53.3
H1	HE 160 A	3	2.45E-04	64.2	9.5	62.8	9.3	1.32E-03	199.7	44.4
H1	HE 160 A	3.5	2.45E-04	64.2	7.0	62.2	6.8	1.32E-03	199.7	38.0

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Deformabilità		Piastra e tirafondi			
			def. max ammissibile	$P_{max, lineare}$ DEF.	$P_{max, lineare}$ TIRAFONDI	$P_{max, lineare}$ PIASTRA	$P_{max, lineare}$ σ_c CLS	
		[m]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
H1	HE 160 A	2	13	23.4	28.1	24.6	17.8	
H1	HE 160 A	2.5	17	12.0	18.9	15.7	11.4	
H1	HE 160 A	3	20	6.9	13.5	10.9	7.9	
H1	HE 160 A	3.5	23	4.4	10.2	8.0	5.8	

Per ciascun valore della altezza utile del montante viene individuato il minimo tra i valori calcolati del carico uniforme, inteso come carico "limite" e impiegato nelle verifiche.

In base a quanto illustrato, il valore limite individuato è da considerarsi come il massimo valore caratteristico dell'azione cui può essere sottoposto il montante. Le azioni sulle barriere dovute al vento, alla pressione dinamica veicolare ed allo spazzamento della neve dovranno quindi essere confrontate con questo valore per stabilire se il montante è in grado di rispondere ai criteri di verifica.

5.1 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [24] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [25] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [26] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [27] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [28] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [29] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [30] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [31] . UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [32] . UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [33] . UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [34] . UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [35] . UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [36] . UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [37] . UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [38] . UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [39] . UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [40] . UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [41] . Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [42] . CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [43] . CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [44] . CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [45] . CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [46] . DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

5.2 Materiali

5.2.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40)

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			≥ 24	≥ 21	≥ 20

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

BULLONI E DADI						
		Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	
DADI	4	5	6	8	10	

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

5.2.2 Calcestruzzo armato

PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} \geq 35.0$ MPa

resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} \geq 28.0$ MPa

Classe di esposizione XC2

5.3 Verifiche carpenteria metallica

Per le verifiche si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- Verifiche di resistenza dei montanti
- Verifiche sistemi di ancoraggio
- Verifica delle saldature

S.L.E.

- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

S.L.Fatica

- Verifica a fatica dei singoli dettagli

5.4 Classificazione delle sezioni

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determina la classe del montante in oggetto:

Acciaio S275

ε 0.92 -

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Anima							Flangia			
		h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe	b	cb	c/(t*eps)	classe
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	
H1	HE 160 A	152	9	15	6	104	18.75	1	160	62	7.45	1

Si può riscontrare come la tipologia di profilato utilizzata per il montante ricada nella classe 1.

5.5 Carico uniforme limite di dimensionamento del montante tipo H1

Il massimo valore di carico uniforme che porta alla crisi del sistema montante-piastra-tirafondi, in funzione dell'altezza della barriera, come descritto in precedenza, è riportato nella tabella seguente, insieme al relativo meccanismo di crisi.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Meccanismo di crisi dimensionante
	[m]		[kN/m]	-
H1	2	HE 160 A	17.812	compressione CLS
H1	2.5	HE 160 A	11.400	compressione CLS
H1	3	HE 160 A	6.940	deformabilità
H1	3.5	HE 160 A	4.370	deformabilità

Tali valori sono stati confrontati con il valore di *pressione dinamica veicolare* (0.8kN/m² secondo UNI-EN 1794-1) agente nelle zone di bordo (interasse 3m) e nelle zone correnti (interasse 4m), che induce un carico lineare rispettivamente pari a 2.4 e 3.2 kN/m. Entrambi i valori risultano inferiori al valore di carico uniforme limite calcolato per tutte le altezze prese in considerazione; si può affermare che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico uniforme limite risultano soddisfatte a fronte del carico indotto sul profilo dalla pressione dinamica veicolare.

Per quanto riguarda le azioni dovute allo *spazzamento* della neve (forza concentrata pari a 15 kN applicati all'altezza di 1.5 m al di sopra del livello stradale, come prescritto dalla UNI-EN 1794-1) si sono confrontati i relativi valori di momento e taglio alla base del montante con quelli calcolati a partire dai valori di carico uniforme limite. Questi ultimi sono risultati maggiori dei primi per tutte le altezze considerate, determinando che le verifiche del sistema montante nei confronti delle azioni da spazzamento sono anch'esse verificate.

Anche per quanto concerne la deformabilità del sistema, le azioni da spazzamento provocano una deflessione in testa al montante (def_{spazzamento}) inferiore a quella provocata dal valore di carico limite calcolato (def_{pmax}). Ne consegue che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico limite risultano soddisfatte a fronte dell'azione di spazzamento anche per quanto riguarda la deformabilità.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Sollecitazioni caratteristiche base mont.				def _{pmax}	def _{spazzamento}
				Sollecitazioni dovute al carico limite		Sollecitazioni dovute allo spazzamento			
				V	M	V	M		
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]
H1	2	HE 160 A	17.812	35.62	35.62	15	22.5	10.1	7.20
H1	2.5	HE 160 A	11.400	28.50	35.62	15	22.5	15.8	9.61
H1	3	HE 160 A	6.940	20.82	31.23	15	22.5	20.0	12.01
H1	3.5	HE 160 A	4.370	15.30	26.77	15	22.5	23.3	14.41

5.6 Verifiche di resistenza dei montanti

5.6.1 Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

γ_{M0} (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) 1.05 -

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	W _{pl}	M _{c,Rd}	M _{Ed} /M _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[kNm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	2.45E-04	64.2	83.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	2.45E-04	64.2	83.2%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	2.45E-04	64.2	73.0%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	2.45E-04	64.2	62.5%

5.6.2 Verifica ad instabilità flessio-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flessio-torsionale come segue:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y = W_{pl}$ per sezioni trasversali di classe 1 e 2

χ_{LT} : coefficiente di instabilità flessio-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il coefficiente di imperfezione α_{LT} è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 5-1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 5-2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso in esame si adotta: $\alpha_{LT} = 0.21$

M_{cr} : momento critico elastico per l'instabilità flessio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle condizioni di carico e l'effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico M_{cr} è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

J_z : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

I_w : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo tipo IPE o HE vale:

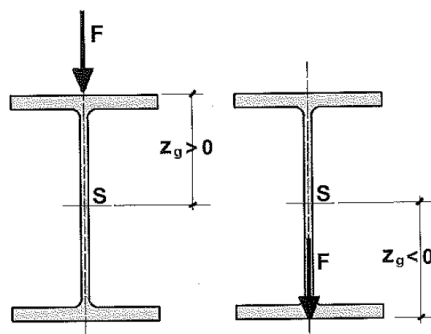
$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e t_f lo spessore dell'ala;

I_t : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

z_g : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v. Figura 5-1). Se l'azione, viceversa, agisce dal basso verso l'alto, il segno sarà negativo.

**Figura 5-1 - Punto di applicazione del carico**

k: coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

k_w : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

C_1 e C_2 sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti C_1 e C_2 si ricavano dalla Tabella 5-3 nella quale il valore di K da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z (H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 5-3 - Valori di C_1 e C_2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C_1	C_2	
		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
CONCENTRATO	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + - 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + - 0.033 \times K^2$
DISTRIBUITO	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + - 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + - 0.020 \times K^2$

Le verifiche ad instabilità flessione-torsionale sono riportate di seguito:

TIPOLOGIA MONTANTE	$H_{barr.}$	profilato	p_{max}	M_{Ed}	$M_{b,Rd}$	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kNm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	64.18	83.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	63.50	84.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	62.84	74.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	62.17	64.6%

5.6.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio A_v , per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari al valore massimo tra:

$$A_v = h \cdot t_w \quad \text{e} \quad A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	V _{Ed}	V _{c,Rd}	V _{Ed} /V _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.4	199.7	26.8%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	42.7	199.7	21.4%
H1	3	HE 160 A	6.940	31.2	199.7	15.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	22.9	199.7	11.5%

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente $\eta = 1.00$, si ottiene:

Tabella 5-4 - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Instabilità anima		
		hw / t	72 x e / h	verifica
		[-]	[-]	
H1	HE 160 A	25.3	67.48	No instab. Anima

Per la tipologia di profilato utilizzata non si rendono necessarie le verifiche ad instabilità dell'anima.

5.6.4 Verifica tensionale in esercizio

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente M_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio V_{BF} :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{SLE_rara}	W _{El}	σ _{x,Ed}	V _{SLE_rara}	Av	τ _{Ed}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} /σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[MPa]	[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	35.62	2.20E-04	161.9	35.6	1.32E-03	27.0	168.5	261.90	64.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	35.62	2.20E-04	161.9	28.5	1.32E-03	21.6	166.1	261.90	63.4%
H1	3	HE 160 A	6.940	31.23	2.20E-04	141.9	20.8	1.32E-03	15.8	144.5	261.90	55.2%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	26.77	2.20E-04	121.6	15.3	1.32E-03	11.6	123.3	261.90	47.1%

5.6.5 Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione massima cui il montante tipo può essere sottoposto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	J	def _{pmax}	def _{adm}	def _{pmax} /def _{adm}
	[m]		[kN/m]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	1.67E-05	10.1	13.3	76.0%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	1.67E-05	15.8	16.7	95.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	1.67E-05	20.0	20.0	100.0%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	1.67E-05	23.3	23.3	100.0%

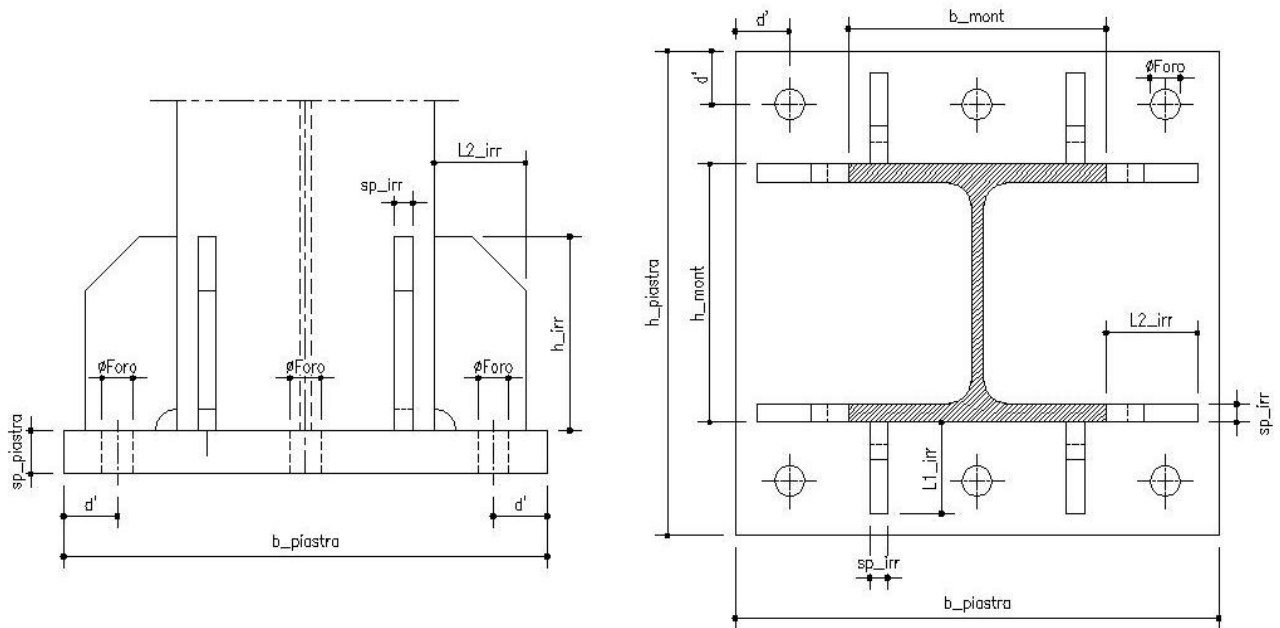
5.7 Verifiche sistemi di ancoraggio

5.7.1 Caratteristiche geometriche

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 8.8).

Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo standard.

Il montante oggetto di verifica è caratterizzato dalle seguenti grandezze geometriche:



		MONTANTE TIPO H1
tipologia di profilato		HE 160 A
h_{mont}	[mm]	152
b_{mont}	[mm]	160
$b_{piastra}$	[mm]	360
$h_{piastra}$	[mm]	360
$sp_{piastra}$	[mm]	30
d'	[mm]	50
$\varnothing_{tirafondo}$	[mm]	16
\varnothing_{foro}	[mm]	17
sp_{irr}	[mm]	10
h_{irr}	[mm]	180
$L_{1\ irr}$	[mm]	84
$L_{2\ irr}$	[mm]	80
$\varnothing_{rosetta}$	[mm]	120
$sp_{rosetta}$	[mm]	15
$\sigma_{pretiro}$	[MPa]	407.3
M_{serr}	[Nm]	164

5.7.2 Analisi dei carichi

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ($\sigma_{c,max}$) e di trazione nel tirafondo ($\sigma_{s,max}$) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b) - v. Figura 5-2.

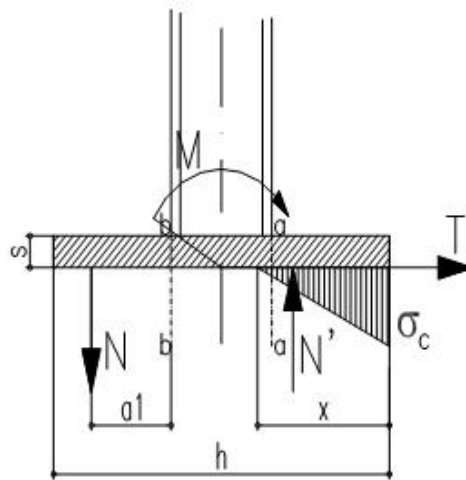


Figura 5-2 - Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad ; \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Tabella 5-5 – Sollecitazioni massime sbalzo piastra

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	x _{asse neutro}	σ _c	σ _s	σ _{c lembo}	V _{compr.}	M _{compr.}	V _{teso}	M _{teso}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	62.4	-16.46	392.28	0.00	184.8	15.4	184.8	10.0
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	62	-16.46	392.28	0.00	184.8	15.4	184.8	10.0
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	62	-14.43	343.88	0.00	162.0	13.5	162.0	8.7
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	62	-12.37	294.76	0.00	138.8	11.6	138.8	7.5

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui σ_s è il massimo tra la tensione di trazione trasmessa dalla piastra ed il valore di pretiro del tirafondo.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare un'azione di pretiro pari all'80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1.)
La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente $k=0.16$.

5.7.3 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

, f_{tb} (classe 8.8) 800 N/mm²

γ_{M2} 1.25 -

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

$$F_{t,Rd} = \min \{ F_{t,Rd_TIRAFONDO} ; B_{p,Rd} \}$$

Resistenza a punzonamento della piastra:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	A _{tirafondo}	F _{t,Ed} pretiro	F _{t,Ed} az. sollecitante	F _{t,Ed,max}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}	F _{t,Rd,min}	F _{v,Ed}	F _{v,Rd}	F _{t,Ed} / F _{t,Rd}	F _{v,Ed} / F _{v,Rd}	Ver. combinata Taglio-Trazione
	[m]		[kN/m]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	%	%	%
H1	2	HE 160 A	17.812	157	63.9	61.6	63.9	90.4	199.1	90.4	8.9	60.3	70.7%	14.8%	65.3%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	157	63.9	61.6	63.9	90.4	199.1	90.4	7.1	60.3	70.7%	11.8%	62.3%
H1	3	HE 160 A	6.940	157	63.9	54.0	63.9	90.4	199.1	90.4	5.2	60.3	70.7%	8.6%	59.1%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	157	63.9	46.3	63.9	90.4	199.1	90.4	3.8	60.3	70.7%	6.3%	56.8%

5.7.4 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5) si verifica a flessione e taglio SLU la sola piastra di base.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed,max}	W _{pl} piastra	M _{pl} piastra	M _{Ed,max} /M _{pl}	V _{Ed,max}	A _v piastra	V _{pl} piastra	V _{Ed,max} /V _{pl}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[mm ³]	[kNm]	%	[kN]	[mm ²]	[kN]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	15.4	81000	21.2	72.5%	184.8	9270	1402	13.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	15.4	81000	21.2	72.5%	184.8	9270	1402	13.2%
H1	3	HE 160 A	6.940	13.5	81000	21.2	63.5%	162.0	9270	1402	11.6%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	11.6	81000	21.2	54.5%	138.8	9270	1402	9.9%

in cui $M_{Ed,max} = \max(M_{compr.}; M_{teso})$ e $V_{Ed,max} = \max(V_{compr.}; V_{teso})$ determinati in § 5.7.2.

5.7.5 Verifica a rifollamento della piastra di base

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

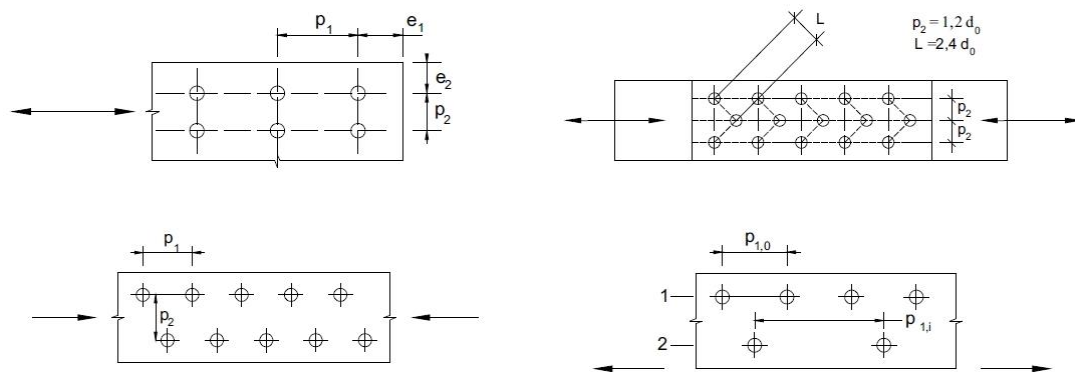


Figura 5-3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

- d diametro nominale del gambo del bullone
- d₀ diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
- t spessore della piastra collegata
- f_{tk} resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{f_{tb}}{f_t} ; 1$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25 ; \frac{f_{tb}}{f_t} ; 1$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Figura 5-3.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	S _{piastra}	d _{bordo}	Ø _{foro}	k _{rif}	α _{rif}	F _{b,Rd}	F _{v,Ed}	F _{v,Ed} / F _{b,Rd}
	[m]		[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	[kN]	[kN]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	30	50	17	2.5	0.98	404.7	8.9	2.2%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	30	50	17	2.5	0.98	404.7	7.1	1.8%
H1	3	HE 160 A	6.940	30	50	17	2.5	0.98	404.7	5.2	1.3%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	30	50	17	2.5	0.98	404.7	3.8	0.9%

5.7.6 Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti

Si fa riferimento ai fazzoletti posti sui lati in trazione e in compressione della piastra di base i quali si ipotizza che vengano caricati con le sollecitazioni massime determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo flessionale $\sigma_{x,Ed}$ e di taglio τ_{Ed} si ricavano rispettivamente in base al momento flettente M_{BF} e al taglio V_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} ; \quad \tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	n° _{irr}	h _{irr}	S _{irr}	A _{v irr}	W _{el irr}	M _{Ed,max}	V _{Ed,max}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} / σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	2	180	10	4200	238800	15.4	184.8	100	262	38.1%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	2	180	10	4200	238800	15.4	184.8	100	262	38.1%
H1	3	HE 160 A	6.940	2	180	10	4200	238800	13.5	162.0	87	262	33.4%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	2	180	10	4200	238800	11.6	138.8	75	262	28.6%

5.7.7 Verifica delle saldature

Le saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di base, sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Nell'ambito della verifica, sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

Verifica 2:

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I valori di β_1 β_2 sono in funzione della tipologia di acciaio:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0.85	0.7	0.62
β_2	1.0	0.85	0.75

Verifica 1

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_1	σ_{sald_1}	σ_{adm_1}	ver_1
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	3184	446316	119.7	16.8	0.7	121	193	62.8%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	3184	446316	119.7	13.4	0.7	120	193	62.6%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	3184	446316	105.0	9.8	0.7	105	193	54.8%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	3184	446316	90.0	7.2	0.7	90	193	46.9%

Verifica 2

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_2	$\sigma_{ig_sald_2}$	$\sigma_{ig_adm_2}$	ver_2
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	17.812	53.44	53.4	3184	446316	119.7	16.8	0.85	137	234	58.4%
H1	2.5	HE 160 A	11.400	53.44	42.7	3184	446316	119.7	13.4	0.85	133	234	57.0%
H1	3	HE 160 A	6.940	46.84	31.2	3184	446316	105.0	9.8	0.85	115	234	49.1%
H1	3.5	HE 160 A	4.370	40.15	22.9	3184	446316	90.0	7.2	0.85	97	234	41.6%

5.7.8 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cls} = F_{tEd_max} / A_{ros} < f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	F _{t,Ed_max}	∅ _{rosetta}	σ _{schia}	f _{cd}	σ _{schia} / f _{cd}
	[m]		[kN]	[mm]	[MPa]	[MPa]	%
H1	2	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	2.5	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	3	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%
H1	3.5	HE 160 A	63.9	120	5.7	16.5	34.3%

5.8 Verifiche a fatica

5.8.1 Carichi di fatica (F)

Per le strutture in oggetto, di geometria relativamente snella e realizzate con profilati saldati e con giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In particolare, in base a quanto riportato nella Normativa britannica BD 94/07 § Annex B, l'unica azione a fatica per strutture che non presentano proiezione orizzontale sulla carreggiata risulta essere quella dovuta alle raffiche di vento.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del **metodo del danneggiamento cumulativo** (EN 1993-1-9; Allegato A): a partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = \left| \sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min} \right|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

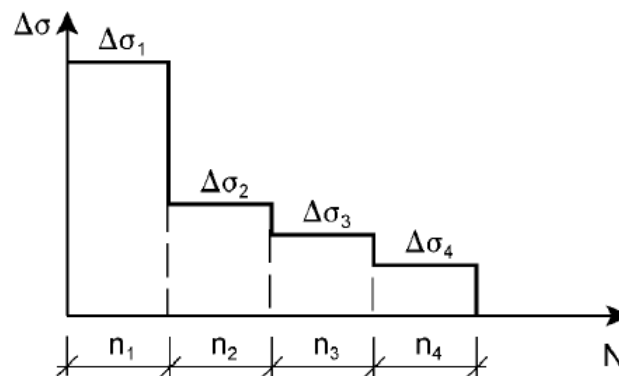


Figura 5-4 - Spettro di variazione delle tensioni

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

Formula di Palmgren-Miner

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

n_i : cicli reali di sollecitazione per un dato intervallo di variazione di tensione

N_i : cicli a rottura per un dato intervallo di variazione di tensione

La valutazione della fatica deve essere basata sul **metodo della "vita sicura"** (metodo "safe life") come previsto dalla UNI EN 1794-1 § A.2.3.2.

Il coefficiente parziale di sicurezza per intervalli di variazione della tensione equivalente $\gamma_{F,f}$ è assunto pari a **1.00**.

Dal Prospetto 3.1 della Norma UNI EN 1993-1-9 si ricava il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} per resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$ pari a **1.35** (metodo "vita sicura" + "alte conseguenze" per collasso).

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

5.8.1.1 Cicli reali di sollecitazione (n_i)

Le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

Il numero di carichi per la risposta dinamica, descritti al punto B.3 della Norma EN 1991 -1 -4, sono rappresentati nella Figura 5-5, la quale mostra il numero di volte N_g , che il valore ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un intervallo di 50 anni.

ΔS è espresso come una percentuale del valore S_k , dove S_k è l'effetto causato dall'azione del vento con un intervallo di ritorno di 50 anni.

La relazione tra $\Delta S/S_k$ e N_g è fornita dall'equazione seguente:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0.7 \cdot [\log(N_g)]^2 - 17.4 \cdot \log(N_g) + 100$$

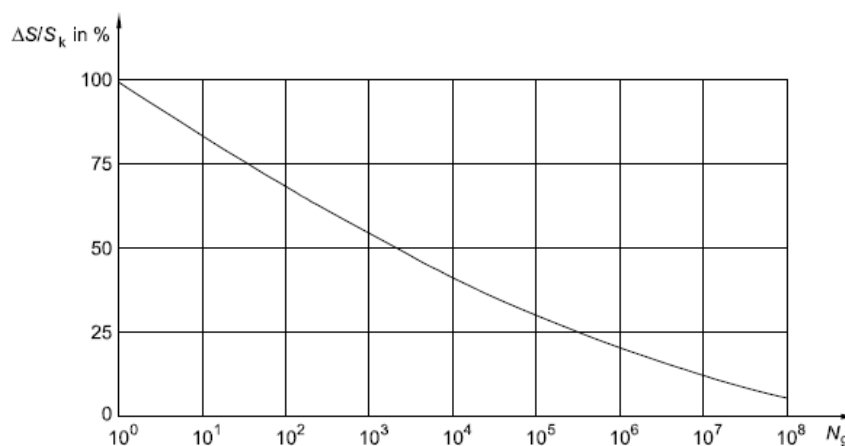


Figura 5-5 - Numero di cicli di carico da raffica N_g per un effetto $\Delta S/S_k$ durante un intervallo di 50 anni

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 150 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. I numeri di cicli reali (non cumulati) per una data percentuale di variazione di carico si ottengono per differenza tra due intervalli successivi (v. Figura 5-6).

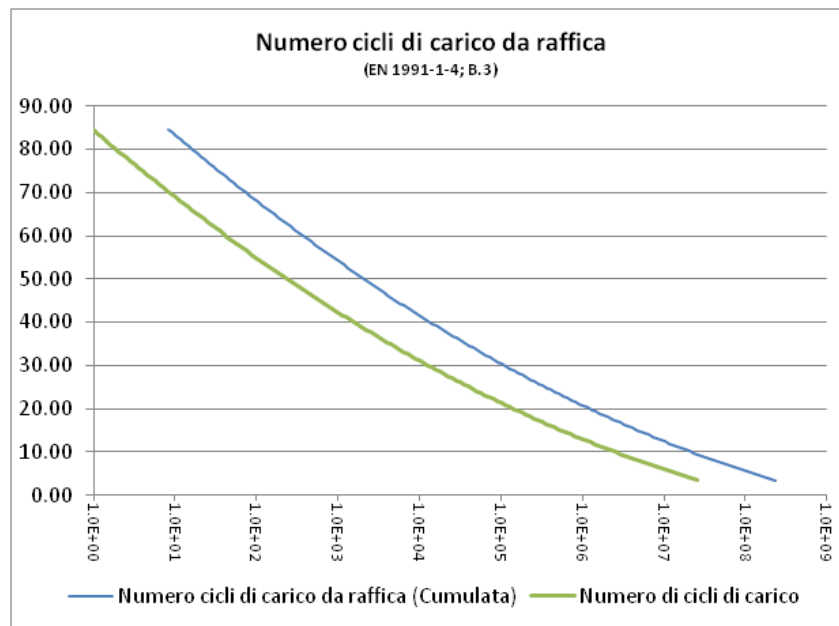


Figura 5-6 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata e non) per un effetto $\Delta S/S_k$

5.8.1.2 Cicli a rottura (N_i)

La resistenza a fatica per gli intervalli di variazione della tensione nominale è rappresentata da una serie di curve $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ e $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ (curve S-N di Wohler), che corrispondono a tipiche categorie di particolare costruttivo. Ogni categoria di particolare costruttivo è identificata da un numero che rappresenta, in N/mm^2 , il valore di riferimento $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Attraverso l'ausilio delle **curve S-N di Wohler**, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

Equazioni per tensioni normali (v. Figura 5-7):

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 3 \quad \text{per} \quad N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 5 \quad \text{per} \quad 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_C$ è il limite di fatica per ampiezza costante

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\sigma_D = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D$$

$\Delta\sigma_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") oltre il quale la variazione di tensione è così bassa da risultare non influente.

Equazioni per tensioni tangenziali (v. Figura 5-8):

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m=5 \quad \text{per} \quad N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$

$\Delta\tau_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")

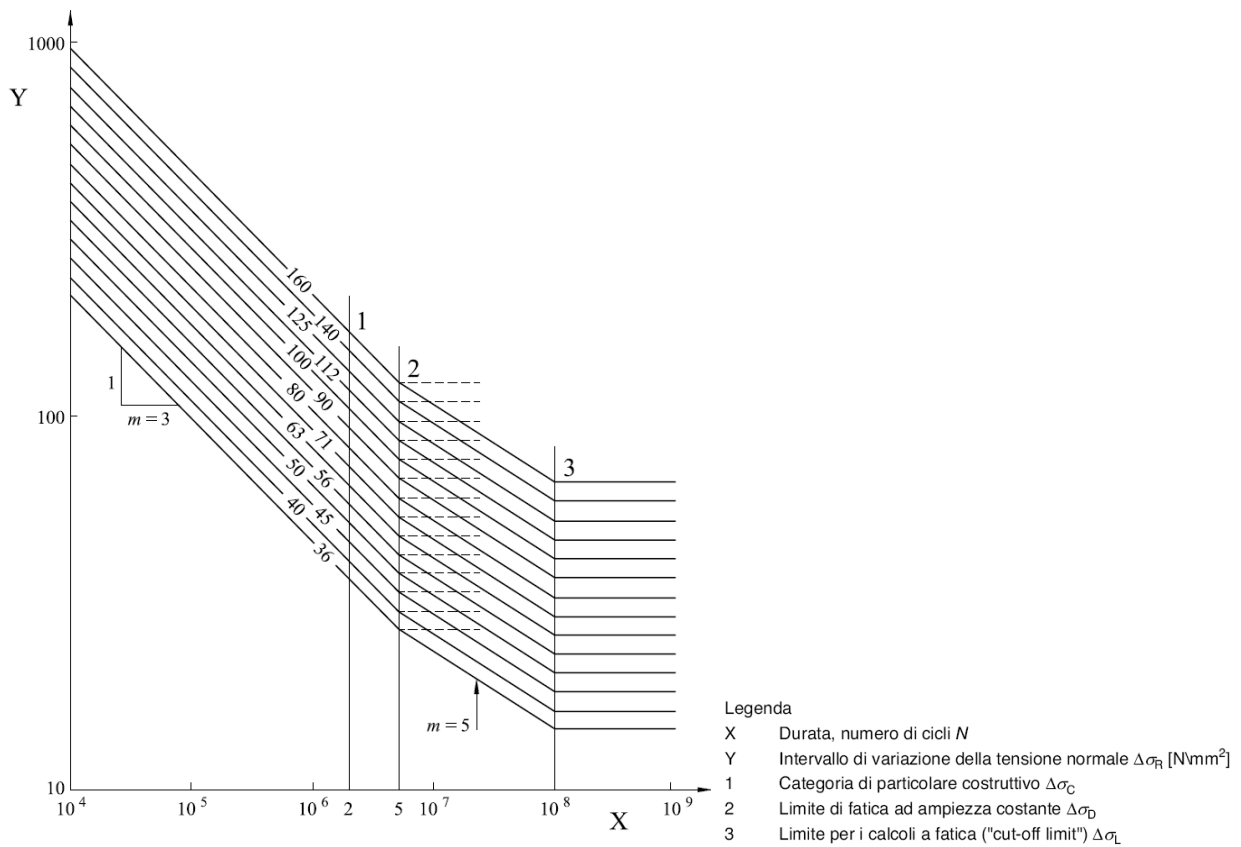


Figura 5-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

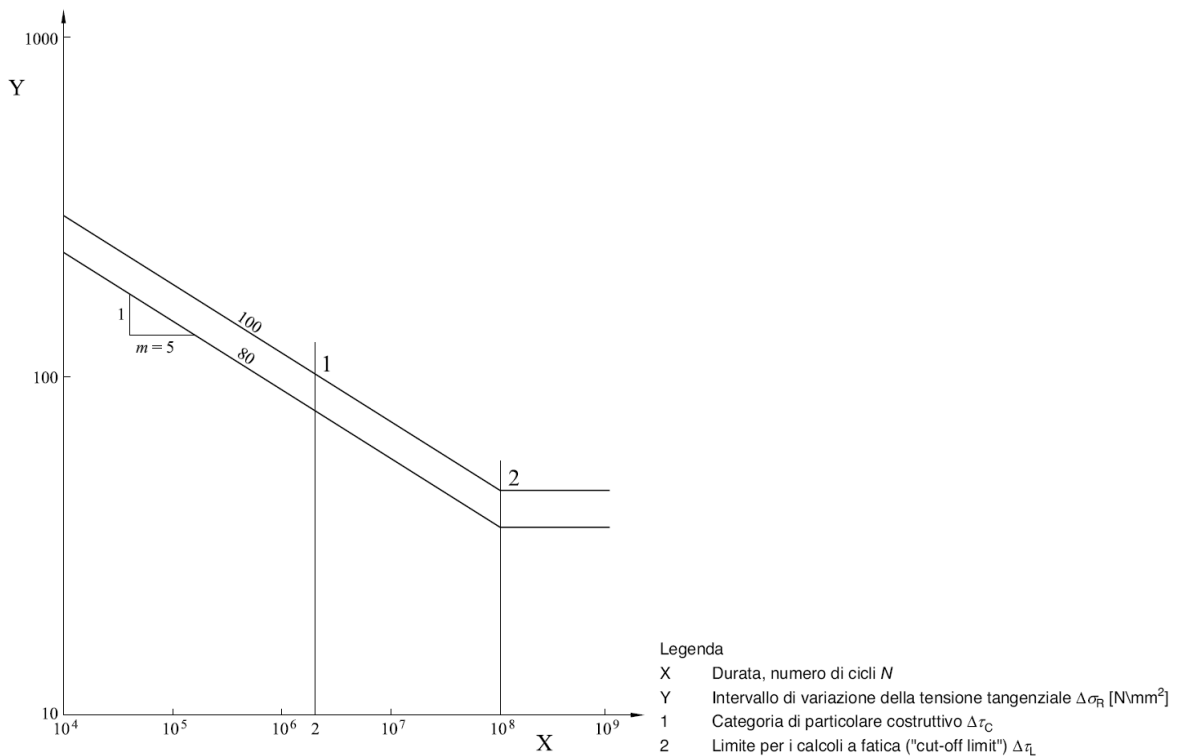


Figura 5-8 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

In Figura 5-9 si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

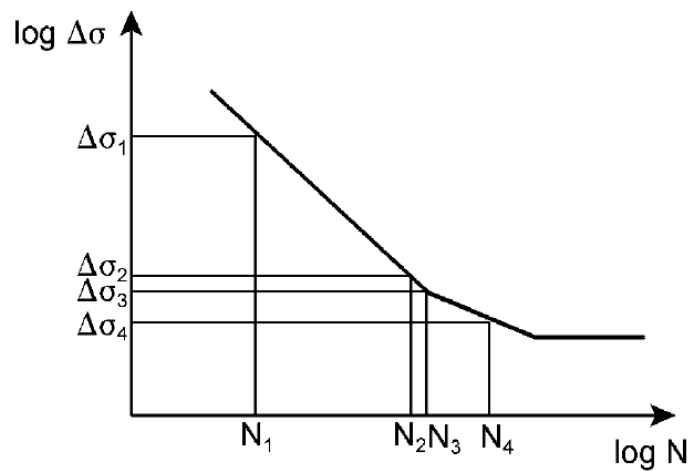
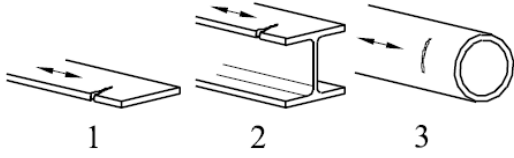
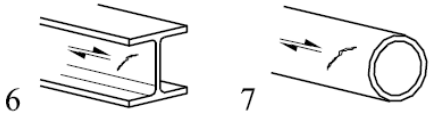


Figura 5-9 - Determinazione del numero di cicli a rottura per $\Delta\sigma$ assegnato

I valori di riferimento della resistenza a fatica per un numero di cicli pari a $N_C = 2$ milioni ($\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$) sono stabiliti dalla UNI EN 1993-1-9 § prosp. 8.1 ÷ 8.10:

PROFILATI (montanti)**Tabella 5-6 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p> 	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiere; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>

SALDATURE PIASTRA DI BASE**Tabella 5-7 - Da prospetto 8.5 - Collegamenti saldati a cordone d'angolo soggetti a carichi**

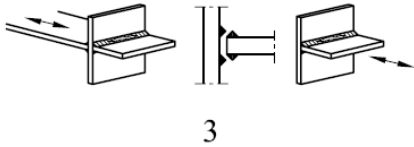
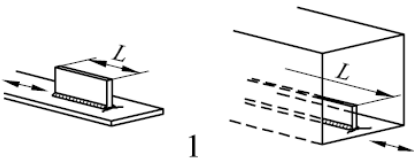
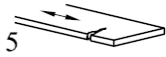
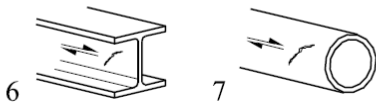
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>	<p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta \sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta \tau_w$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta \sigma$ nelle lamiere caricate.</p> <p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiere soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

Tabella 5-8 - Da prospetto 8.4 - Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm	<p>Elementi collegati longitudinali:</p> <p>1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.</p> 	<p>Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.</p>
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		

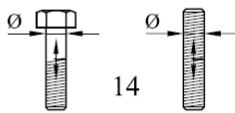
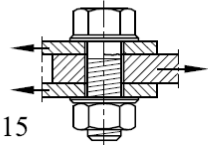
PIASTRA DI BASE

Tabella 5-9 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio:</p> <p>5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi.</p> <p>Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>Particolari 4) e 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.
100 $m = 5$		<p>6) e 7)</p> <p>Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7):</p> <p>$\Delta \tau$ calcolati da:</p> $\tau = \frac{VS(t)}{lt}$

TIRAFONDI

Tabella 5-10 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
50		<p>14) Bulloni e barre aventi filettature laminate o tagliate soggette a trazione.</p> <p>Per grandi diametri (tirafondi) l'effetto scala deve essere preso in considerazione con k_s.</p>	<p>14) $\Delta \sigma$ calcolato utilizzando l'area resistente a trazione del bullone.</p> <p>Flessione e trazione causate da effetti leva e tensioni da flessione derivanti da altre fonti devono essere considerate.</p> <p>Per bulloni precaricati, la riduzione dell'intervallo di variazione della tensione può essere preso in considerazione.</p>
100 $m = 5$		<p>Bulloni sollecitati a taglio con sezione di taglio singola o doppia</p> <p>15)</p> <ul style="list-style-type: none"> - bulloni calibrati; - bulloni normali in assenza di inversione del carico (bulloni di classe 5.6, 8.8 o 10.9). 	<p>15)</p> <p>$\Delta \tau$ calcolata utilizzando l'area del gambo del bullone.</p>

N.B.: Nel caso in cui sia presente della **pretensione nei tirafondi** gli intervalli di variazione delle tensioni (oppure, reciprocamente, le sollecitazioni agenti) andranno modificati di un fattore che tenga conto della redistribuzione degli sforzi tra i tirafondi e la piastra di ancoraggio. Tale fattore (che "sgrava" l'effetto sui tirafondi) è garantito qualora la piastra in condizioni di esercizio non giunga a decompressione ed è quantificabile per elementi strutturali di dimensioni e materiali ordinari in circa $1/(8+1)$: in caso di pretensione la sollecitazione sul bullone in condizioni di fatica sarà portata a circa l'11% di quella di calcolo.

La sollecitazione di pretensione sarà considerata **solo in fase di verifica a fatica del tirafondo** previa verifica puntuale statica del pretiro nel tirafondo stesso.

Verifica a fatica MONTANTE

			MONTANTE												
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI	
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{ed}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-
H1	2	HE 160 A	35.62	35.6	220100	1321	178.0	27.0	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%
H1	2.5	HE 160 A	35.62	28.5	220100	1321	178.0	21.6	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%
H1	3	HE 160 A	31.23	20.8	220100	1321	156.1	15.8	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
H1	3.5	HE 160 A	26.77	15.3	220100	1321	133.8	11.6	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica SALDATURE BASE

			SALDATURE												
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI	
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{ed}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-
H1	2	HE 160 A	35.62	35.62	446316	3184	87.8	11.2	36.0	26.5	80.0	12.9%	17.4%	0.0%	0.0%
H1	2.5	HE 160 A	35.62	28.50	446316	3184	87.8	9.0	36.0	26.5	80.0	12.9%	17.4%	0.0%	0.0%
H1	3	HE 160 A	31.23	20.82	446316	3184	77.0	6.5	36.0	26.5	80.0	6.2%	8.3%	0.0%	0.0%
H1	3.5	HE 160 A	26.77	15.30	446316	3184	66.0	4.8	36.0	26.5	80.0	2.4%	3.3%	0.0%	0.0%

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica PIASTRA DI BASE

			PIASTRA												
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI	
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{ed}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-
H1	2	HE 160 A	10.25	123.2	54000	9270	189.8	13.3	125.0	92.1	100.0	0.7%	0.9%	0.0%	0.0%
H1	2.5	HE 160 A	10.25	123.2	54000	9270	189.8	13.3	125.0	92.1	100.0	0.7%	0.9%	0.0%	0.0%
H1	3	HE 160 A	8.99	108.0	54000	9270	166.4	11.6	125.0	92.1	100.0	0.3%	0.4%	0.0%	0.0%
H1	3.5	HE 160 A	7.70	92.6	54000	9270	142.6	10.0	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%

in cui $M_{SLE} = \max(M_{compr.}; M_{teso})/1.5$ e $V_{SLE} = \max(V_{compr.}; V_{teso})/1.5$ determinati in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

Verifica a fatica TIRAFONDI

			TIRAFONDI												
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k									Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI	
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	N	V	A	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	
	[m]		[kN]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-	
H1	2	HE 160 A	41.1	5.9	157	29.1	37.8	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
H1	2.5	HE 160 A	41.1	4.7	157	29.1	30.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
H1	3	HE 160 A	36.0	3.5	157	25.5	22.1	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
H1	3.5	HE 160 A	30.9	2.5	157	21.8	16.2	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	

in cui $N = F_{t,Ed} \text{ az. sollecitante} / 1.5$ e $V = F_{v,Ed} / 1.5$ determinati in § 5.7.3.

6. Montante tipo H3

Oggetto della relazione sono le verifiche strutturali del montante metallico tipo H3 inteso come sistema composto da profilato, piastra di base con relativi irrigidenti saldati e tirafondi di ancoraggio. Le caratteristiche geometriche di tale sistema sono riportate al punto 5.7.1.

Il valore dell'azione caratteristica adottato nelle verifiche è stato determinato confrontando diversi valori di carico uniforme (pressione per interasse) agenti sul montante tali da provocare la crisi del sistema secondo i meccanismi di seguito elencati:

- raggiungimento della resistenza a flessione del profilato;
- raggiungimento del limite di instabilità flessionale del profilato;
- raggiungimento della resistenza a taglio del profilato;
- raggiungimento della deflessione massima ammissibile in sommità del profilato;
- raggiungimento della trazione di rottura nei tirafondi;
- raggiungimento della resistenza a flessione della piastra di base;
- raggiungimento della resistenza a compressione nel calcestruzzo sottostante la piastra di base.

Ulteriori meccanismi di crisi (rifollamento della piastra di base, verifica delle saldature del montante alla piastra di base, fatica delle membrature ecc.) non sono stati considerati ai fini del calcolo dell'azione massima in quanto non influenti sul dimensionamento, alla luce delle verifiche condotte.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori di carico uniforme associati a ciascuno dei meccanismi di crisi considerati, per la tipologia di montante in esame:

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Flessione			Instabilità		Taglio		
			W_{pl}	$M_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ FLESSIONE	$M_{b,Rd}$	$P_{max, lineare}$ INST.	A_v	$V_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ TAGLIO
		[m]	[m ³]	[kNm]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[m ²]	[kN]	[kN/m]
H3	HE 200 A	2	4.30E-04	112.5	37.5	112.5	37.5	1.81E-03	273.4	91.1
H3	HE 200 A	2.5	4.30E-04	112.5	24.0	112.4	24.0	1.81E-03	273.4	72.9
H3	HE 200 A	3	4.30E-04	112.5	16.7	111.5	16.5	1.81E-03	273.4	60.8
H3	HE 200 A	3.5	4.30E-04	112.5	12.2	110.5	12.0	1.81E-03	273.4	52.1
H3	HE 200 A	4	4.30E-04	112.5	9.4	109.5	9.1	1.81E-03	273.4	45.6
H3	HE 200 A	4.5	4.30E-04	112.5	7.4	108.6	7.1	1.81E-03	273.4	40.5
H3	HE 200 A	5	4.30E-04	112.5	6.0	107.6	5.7	1.81E-03	273.4	36.5

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Deformabilità		Piastra e tirafondi			
			def. max ammissibile	$P_{max, lineare}$ DEF.	$P_{max, lineare}$ TIRAFONDI	$P_{max, lineare}$ PIASTRA	$P_{max, lineare}$ σ_c CLS	
		[m]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
H3	HE 200 A	2	13	51.7	37.7	42.7	25.0	
H3	HE 200 A	2.5	17	26.5	25.4	27.3	16.0	
H3	HE 200 A	3	20	15.3	18.3	19.0	11.1	
H3	HE 200 A	3.5	23	9.6	13.8	14.0	8.2	
H3	HE 200 A	4	27	6.5	10.8	10.7	6.2	
H3	HE 200 A	4.5	30	4.5	8.7	8.4	4.9	
H3	HE 200 A	5	33	3.3	7.1	6.8	4.0	

Per ciascun valore della altezza utile del montante viene individuato il minimo tra i valori calcolati del carico uniforme, inteso come carico "limite" e impiegato nelle verifiche.

In base a quanto illustrato, il valore limite individuato è da considerarsi come il massimo valore caratteristico dell'azione cui può essere sottoposto il montante. Le azioni sulle barriere dovute al vento, alla pressione dinamica veicolare ed allo spazzamento della neve dovranno quindi essere confrontate con questo valore per stabilire se il montante è in grado di rispondere ai criteri di verifica.

6.1 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [47] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [48] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [49] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [50] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [51] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [52] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [53] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [54] . UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [55] . UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [56] . UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [57] . UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [58] . UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [59] . UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [60] . UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [61] . UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [62] . UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [63] . UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [64] . Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [65] . CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [66] . CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [67] . CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [68] . CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [69] . DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

6.2 Materiali

6.2.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40)

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			≥ 24	≥ 21	≥ 20

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

BULLONI E DADI						
		Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	
DADI	4	5	6	8	10	

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

6.2.2 Calcestruzzo armato

PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} \geq 35.0$ MPa

resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} \geq 28.0$ MPa

Classe di esposizione XC2

6.3 Verifiche carpenteria metallica

Per le verifiche si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- Verifiche di resistenza dei montanti
- Verifiche sistemi di ancoraggio
- Verifica delle saldature

S.L.E.

- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

S.L.Fatica

- Verifica a fatica dei singoli dettagli

6.4 Classificazione delle sezioni

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determina la classe del montante in oggetto:

Acciaio S275

ε 0.92 -

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Anima							Flangia			
		h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe	b	cb	c/(t*eps)	classe
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	
H3	HE 200 A	190	10	18	6.5	134	22.30	1	200	78.75	8.52	1

Si può riscontrare come la tipologia di profilato utilizzata per il montante ricada nella classe 1.

6.5 Carico uniforme limite di dimensionamento del montante tipo H3

Il massimo valore di carico uniforme che porta alla crisi del sistema montante-piastra-tirafondi, in funzione dell'altezza della barriera, come descritto in precedenza, è riportato nella tabella seguente, insieme al relativo meccanismo di crisi.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Meccanismo di crisi dimensionante
	[m]		[kN/m]	-
H3	2	HE 200 A	24.964	compressione CLS
H3	2.5	HE 200 A	15.977	compressione CLS
H3	3	HE 200 A	11.095	compressione CLS
H3	3.5	HE 200 A	8.152	compressione CLS
H3	4	HE 200 A	6.241	compressione CLS
H3	4.5	HE 200 A	4.538	deformabilità
H3	5	HE 200 A	3.308	deformabilità

Tali valori sono stati confrontati con il valore di *pressione dinamica veicolare* (0.8kN/m^2 secondo UNI-EN 1794-1) agente nelle zone di bordo (interasse 3m) e nelle zone correnti (interasse 4m), che induce un carico lineare rispettivamente pari a 2.4 e 3.2 kN/m. Entrambi i valori risultano inferiori al valore di carico uniforme limite calcolato per tutte le altezze prese in considerazione; si può affermare che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico uniforme limite risultano soddisfatte a fronte del carico indotto sul profilo dalla pressione dinamica veicolare.

Per quanto riguarda le azioni dovute allo *spazzamento* della neve (forza concentrata pari a 15 kN applicati all'altezza di 1.5 m al di sopra del livello stradale, come prescritto dalla UNI-EN 1794-1) si sono confrontati i relativi valori di momento e taglio alla base del montante con quelli calcolati a partire dai valori di carico uniforme limite. Questi ultimi sono risultati maggiori dei primi per tutte le altezze considerate, determinando che le verifiche del sistema montante nei confronti delle azioni da spazzamento sono anch'esse verificate.

Anche per quanto concerne la deformabilità del sistema, le azioni da spazzamento provocano una deflessione in testa al montante ($\text{def}_{\text{spazzamento}}$) inferiore a quella provocata dal valore di carico limite calcolato (def_{pmax}). Ne consegue che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico limite risultano soddisfatte a fronte dell'azione di spazzamento anche per quanto riguarda la deformabilità.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	Sollecitazioni caratteristiche base mont.				def _{pmax} [mm]	def _{spazzamento} [mm]
				Sollecitazioni dovute al carico limite		Sollecitazioni dovute allo spazzamento			
				V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]		
H3	2	HE 200 A	24.964	49.93	49.93	15	22.5	6.4	3.26
H3	2.5	HE 200 A	15.977	39.94	49.93	15	22.5	10.1	4.35
H3	3	HE 200 A	11.095	33.29	49.93	15	22.5	14.5	5.44
H3	3.5	HE 200 A	8.152	28.53	49.93	15	22.5	19.7	6.53
H3	4	HE 200 A	6.241	24.96	49.93	15	22.5	25.8	7.62
H3	4.5	HE 200 A	4.538	20.42	45.94	15	22.5	30.0	8.71
H3	5	HE 200 A	3.308	16.54	41.35	15	22.5	33.3	9.79

6.6 Verifiche di resistenza dei montanti

6.6.1 Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

γ_{M0} (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) 1.05 -

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	M _{Ed} [kNm]	W _{pl} [m ³]	M _{c,Rd} [kNm]	M _{Ed} /M _{c,Rd} %
H3	2	HE 200 A	24.964	74.89	4.30E-04	112.5	66.6%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	74.89	4.30E-04	112.5	66.6%
H3	3	HE 200 A	11.095	74.89	4.30E-04	112.5	66.6%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	74.89	4.30E-04	112.5	66.6%
H3	4	HE 200 A	6.241	74.89	4.30E-04	112.5	66.6%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	68.92	4.30E-04	112.5	61.3%
H3	5	HE 200 A	3.308	62.03	4.30E-04	112.5	55.1%

6.6.2 Verifica ad instabilità flessio-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flessio-torsionale come segue:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y = W_{pl}$ per sezioni trasversali di classe 1 e 2

χ_{LT} : coefficiente di instabilità flessio-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il coefficiente di imperfezione α_{LT} è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 6-1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 6-2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso in esame si adotta: $\alpha_{LT} = 0.21$

M_{cr} : momento critico elastico per l'instabilità flessio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle condizioni di carico e l'effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico M_{cr} è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

J_z : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

I_w : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo tipo IPE o HE vale:
$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e t_f lo spessore dell'ala;

I_t : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

z_g : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v. Figura 5-1). Se l'azione, viceversa, agisce dal basso verso l'alto, il segno sarà negativo.

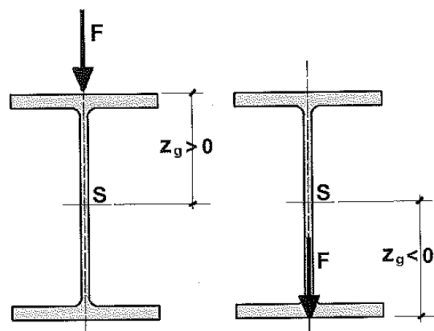


Figura 6-1 - Punto di applicazione del carico

k: coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

k_w : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

C_1 e C_2 sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti C_1 e C_2 si ricavano dalla Tabella 5-3 nella quale il valore di K da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z (H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 6-3 - Valori di C_1 e C_2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C_1	C_2
--------	-------	-------

		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
CONCENTRATO	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + - 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + - 0.033 \times K^2$
DISTRIBUITO	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + - 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + - 0.020 \times K^2$

Le verifiche ad instabilità flessio-torsionale sono riportate di seguito:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	M _{b,Rd}	M _{Ed} /M _{b,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kNm]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	74.89	112.49	66.6%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	74.89	112.42	66.6%
H3	3	HE 200 A	11.095	74.89	111.46	67.2%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	74.89	110.50	67.8%
H3	4	HE 200 A	6.241	74.89	109.53	68.4%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	68.92	108.55	63.5%
H3	5	HE 200 A	3.308	62.03	107.56	57.7%

6.6.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio A_v, per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari al valore massimo tra:

$$A_v = h \cdot t_w \quad \text{e} \quad A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	V _{Ed}	V _{c,Rd}	V _{Ed} /V _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	74.9	273.4	27.4%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	59.9	273.4	21.9%
H3	3	HE 200 A	11.095	49.9	273.4	18.3%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	42.8	273.4	15.7%
H3	4	HE 200 A	6.241	37.4	273.4	13.7%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	30.6	273.4	11.2%
H3	5	HE 200 A	3.308	24.8	273.4	9.1%

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd} si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente $\eta = 1.00$, si ottiene:

Tabella 6-4 - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

TIPOLOGIA	Sezione	Instabilità anima		
		hw / t	72 x e / h	verifica
MONTANTE		[-]	[-]	
H3	HE 200 A	29.2	67.48	No instab. Anima

Per la tipologia di profilato utilizzata non si rendono necessarie le verifiche ad instabilità dell'anima.

6.6.4 Verifica tensionale in esercizio

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente M_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio V_{BF} :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{SLE_rara}	W _{El}	σ _{x,Ed}	V _{SLE_rara}	A _v	τ _{Ed}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} /σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[MPa]	[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	49.93	3.89E-04	128.5	49.9	1.81E-03	27.6	137.1	261.90	52.3%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	49.93	3.89E-04	128.5	39.9	1.81E-03	22.1	134.1	261.90	51.2%
H3	3	HE 200 A	11.095	49.93	3.89E-04	128.5	33.3	1.81E-03	18.4	132.4	261.90	50.5%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	49.93	3.89E-04	128.5	28.5	1.81E-03	15.8	131.4	261.90	50.2%
H3	4	HE 200 A	6.241	49.93	3.89E-04	128.5	25.0	1.81E-03	13.8	130.7	261.90	49.9%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	45.94	3.89E-04	118.2	20.4	1.81E-03	11.3	119.8	261.90	45.8%
H3	5	HE 200 A	3.308	41.35	3.89E-04	106.4	16.5	1.81E-03	9.1	107.6	261.90	41.1%

6.6.5 Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione massima cui il montante tipo può essere sottoposto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	J	def _{pmax}	def _{adm}	def _{pmax} /def _{adm}
	[m]		[kN/m]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	3.69E-05	6.4	13.3	48.3%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	3.69E-05	10.1	16.7	60.4%
H3	3	HE 200 A	11.095	3.69E-05	14.5	20.0	72.4%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	3.69E-05	19.7	23.3	84.5%
H3	4	HE 200 A	6.241	3.69E-05	25.8	26.7	96.6%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	3.69E-05	30.0	30.0	100.0%
H3	5	HE 200 A	3.308	3.69E-05	33.3	33.3	100.0%

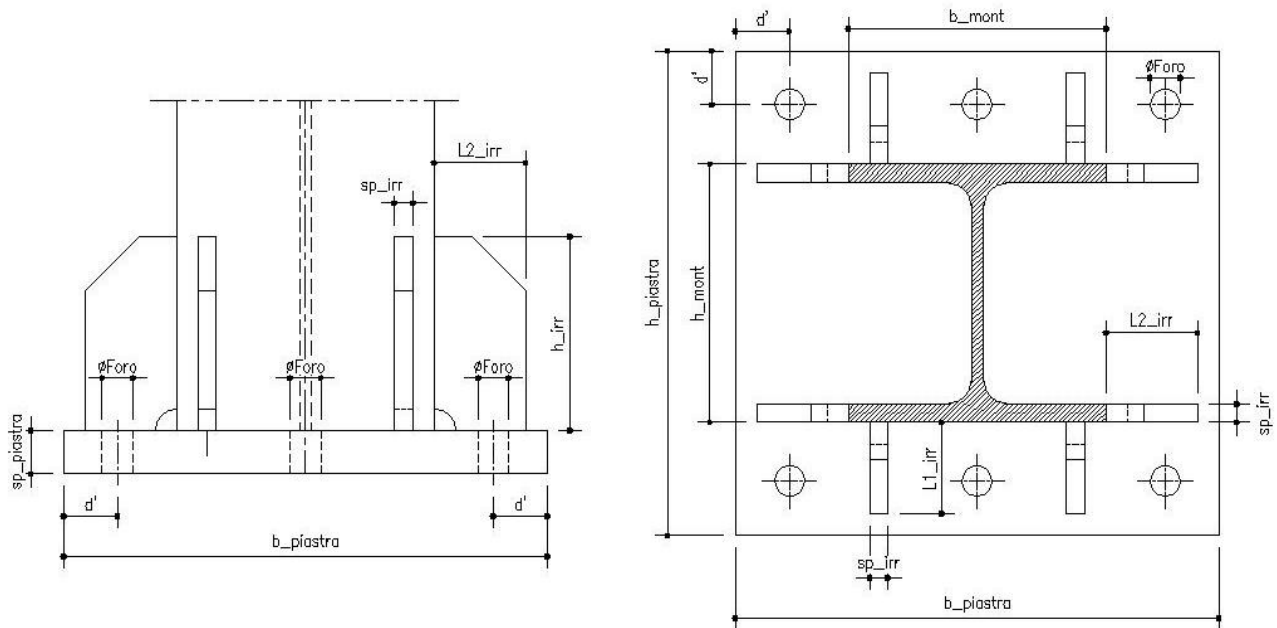
6.7 Verifiche sistemi di ancoraggio

6.7.1 Caratteristiche geometriche

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 8.8).

Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo standard.

Il montante oggetto di verifica è caratterizzato dalle seguenti grandezze geometriche:



		MONTANTE TIPO H3
tipologia di profilato		HE 200 A
h_{mont}	[mm]	190
b_{mont}	[mm]	200
$b_{piastra}$	[mm]	400
$h_{piastra}$	[mm]	400
$sp_{piastra}$	[mm]	35
d'	[mm]	50
$\varnothing_{tirafondo}$	[mm]	18
\varnothing_{foro}	[mm]	19
sp_{irr}	[mm]	10
h_{irr}	[mm]	180
$L1_{irr}$	[mm]	85
$L2_{irr}$	[mm]	80
$\varnothing_{rosetta}$	[mm]	120
$sp_{rosetta}$	[mm]	15
$\sigma_{pretiro}$	[MPa]	407.3
M_{serr}	[Nm]	225

6.7.2 Analisi dei carichi

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ($\sigma_{c,max}$) e di trazione nel tirafondo ($\sigma_{s,max}$) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b) - v. Figura 5-2.

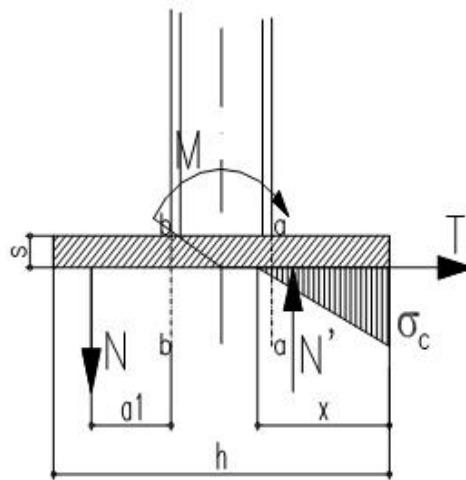


Figura 6-2 - Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad ; \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Tabella 6-5 – Sollecitazioni massime sbalzo piastra

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	x _{asse neutro}	σ _c	σ _s	σ _{c lembo}	V _{compr.}	M _{compr.}	V _{teso}	M _{teso}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
H3	2	HE 200 A	24.964	74.89	74.9	70	-16.46	397.87	0.00	229.2	18.7	229.2	12.6
H3	2.5	HE 200 A	15.977	74.89	59.9	70	-16.46	397.87	0.00	229.2	18.7	229.2	12.6
H3	3	HE 200 A	11.095	74.89	49.9	70	-16.46	397.87	0.00	229.2	18.7	229.2	12.6
H3	3.5	HE 200 A	8.152	74.89	42.8	70	-16.46	397.87	0.00	229.2	18.7	229.2	12.6
H3	4	HE 200 A	6.241	74.89	37.4	70	-16.46	397.87	0.00	229.2	18.7	229.2	12.6
H3	4.5	HE 200 A	4.538	68.92	30.6	70	-15.15	366.12	0.00	210.9	17.3	210.9	11.6
H3	5	HE 200 A	3.308	62.03	24.8	70	-13.63	329.51	0.00	189.8	15.5	189.8	10.4

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui σ_s è il massimo tra la tensione di trazione trasmessa dalla piastra ed il valore di pretiro del tirafondo.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare un'azione di pretiro pari all'80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1.)

La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente k=0.16.

6.7.3 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni F_{v,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$, f_{tb} \text{ (classe 8.8)} \dots\dots\dots 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} \dots\dots\dots 1.25 \text{ -}$$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione F_{t,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

$$F_{t,Rd} = \min \{ F_{t,Rd_TIRAFONDO} ; B_{p,Rd} \}$$

Resistenza a punzonamento della piastra:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	A _{tirafondo}	F _{t,Ed} pretiro	F _{t,Ed} az. sollecitante	F _{t,Ed,max}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}	F _{t,Rd,min}	F _{v,Ed}	F _{v,Rd}	F _{t,Ed} /F _{t,Rd}	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}	Ver. combinata Taglio-Trazione
	[m]		[kN/m]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	%	%	%
H3	2	HE 200 A	24.964	192	78.2	76.4	78.2	110.6	261.3	110.6	12.5	73.7	70.7%	16.9%	67.4%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	192	78.2	76.4	78.2	110.6	261.3	110.6	10.0	73.7	70.7%	13.5%	64.0%
H3	3	HE 200 A	11.095	192	78.2	76.4	78.2	110.6	261.3	110.6	8.3	73.7	70.7%	11.3%	61.8%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	192	78.2	76.4	78.2	110.6	261.3	110.6	7.1	73.7	70.7%	9.7%	60.2%
H3	4	HE 200 A	6.241	192	78.2	76.4	78.2	110.6	261.3	110.6	6.2	73.7	70.7%	8.5%	59.0%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	192	78.2	70.3	78.2	110.6	261.3	110.6	5.1	73.7	70.7%	6.9%	57.4%
H3	5	HE 200 A	3.308	192	78.2	63.3	78.2	110.6	261.3	110.6	4.1	73.7	70.7%	5.6%	56.1%

6.7.4 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5) si verifica a flessione e taglio SLU la sola piastra di base.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed,max}	W _{pl} piastra	M _{pl} piastra	M _{Ed,max} /M _{pl}	V _{Ed,max}	A _v piastra	V _{pl} piastra	V _{Ed,max} /V _{pl}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[mm ³]	[kNm]	%	[kN]	[mm ²]	[kN]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	18.7	122500	32.1	58.4%	229.2	12005	1815	12.6%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	18.7	122500	32.1	58.4%	229.2	12005	1815	12.6%
H3	3	HE 200 A	11.095	18.7	122500	32.1	58.4%	229.2	12005	1815	12.6%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	18.7	122500	32.1	58.4%	229.2	12005	1815	12.6%
H3	4	HE 200 A	6.241	18.7	122500	32.1	58.4%	229.2	12005	1815	12.6%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	17.3	122500	32.1	53.8%	210.9	12005	1815	11.6%
H3	5	HE 200 A	3.308	15.5	122500	32.1	48.4%	189.8	12005	1815	10.5%

in cui $M_{Ed,max} = \max(M_{compr.}; M_{teso})$ e $V_{Ed,max} = \max(V_{compr.}; V_{teso})$ determinati in § 5.7.2.

6.7.5 Verifica a rifollamento della piastra di base

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

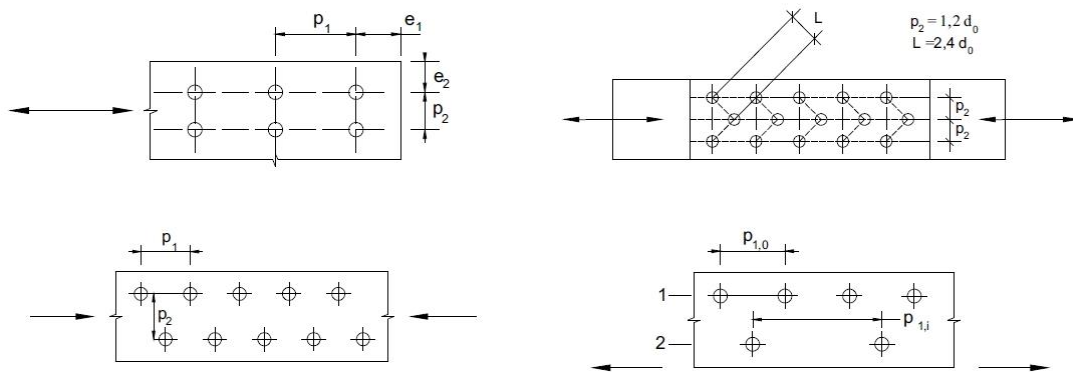


Figura 6-3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

d diametro nominale del gambo del bullone

d_0 diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

t spessore della piastra collegata

f_{tk} resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Figura 5-3.

TIPOLOGIA MONTANTE	$H_{barr.}$	profilato	p_{max}	$S_{piastra}$	d_{bordo}	\varnothing_{foro}	k_{rif}	α_{rif}	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Ed}$	$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	[kN]	[kN]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	35	50	19	2.5	0.88	475.3	12.5	2.6%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	35	50	19	2.5	0.88	475.3	10.0	2.1%
H3	3	HE 200 A	11.095	35	50	19	2.5	0.88	475.3	8.3	1.8%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	35	50	19	2.5	0.88	475.3	7.1	1.5%
H3	4	HE 200 A	6.241	35	50	19	2.5	0.88	475.3	6.2	1.3%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	35	50	19	2.5	0.88	475.3	5.1	1.1%
H3	5	HE 200 A	3.308	35	50	19	2.5	0.88	475.3	4.1	0.9%

6.7.6 Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti

Si fa riferimento ai fazzoletti posti sui lati in trazione e in compressione della piastra di base i quali si ipotizza che vengano caricati con le sollecitazioni massime determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo flessionale $\sigma_{x,Ed}$ e di taglio τ_{Ed} si ricavano rispettivamente in base al momento flettente M_{BF} e al taglio V_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} \quad ; \quad \tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	n° irr	h _{irr}	S _{irr}	A _{v irr}	W _{el irr}	M _{Ed,max}	V _{Ed,max}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} / σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	2	180	10	4300	252075	18.7	229.2	119	262	45.3%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	2	180	10	4300	252075	18.7	229.2	119	262	45.3%
H3	3	HE 200 A	11.095	2	180	10	4300	252075	18.7	229.2	119	262	45.3%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	2	180	10	4300	252075	18.7	229.2	119	262	45.3%
H3	4	HE 200 A	6.241	2	180	10	4300	252075	18.7	229.2	119	262	45.3%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	2	180	10	4300	252075	17.3	210.9	109	262	41.6%
H3	5	HE 200 A	3.308	2	180	10	4300	252075	15.5	189.8	98	262	37.5%

6.7.7 Verifica delle saldature

Le saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di base, sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Nell'ambito della verifica, sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

Verifica 2:

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I valori di β_1 β_2 sono in funzione della tipologia di acciaio:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0.85	0.7	0.62

β_2	1.0	0.85	0.75
-----------	-----	------	------

Verifica 1

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_1	σ_{sald_1}	σ_{adm_1}	ver_1
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	74.89	74.9	3471	636841	117.6	21.6	0.7	120	193	62.1%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	74.89	59.9	3471	636841	117.6	17.3	0.7	119	193	61.7%
H3	3	HE 200 A	11.095	74.89	49.9	3471	636841	117.6	14.4	0.7	118	193	61.5%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	74.89	42.8	3471	636841	117.6	12.3	0.7	118	193	61.4%
H3	4	HE 200 A	6.241	74.89	37.4	3471	636841	117.6	10.8	0.7	118	193	61.3%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	68.92	30.6	3471	636841	108.2	8.8	0.7	109	193	56.4%
H3	5	HE 200 A	3.308	62.03	24.8	3471	636841	97.4	7.1	0.7	98	193	50.7%

Verifica 2

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_2	$\sigma_{ig_sald_2}$	$\sigma_{ig_adm_2}$	ver_2
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H3	2	HE 200 A	24.964	74.89	74.9	3471	636841	117.6	21.6	0.85	139	234	59.5%
H3	2.5	HE 200 A	15.977	74.89	59.9	3471	636841	117.6	17.3	0.85	135	234	57.7%
H3	3	HE 200 A	11.095	74.89	49.9	3471	636841	117.6	14.4	0.85	132	234	56.5%
H3	3.5	HE 200 A	8.152	74.89	42.8	3471	636841	117.6	12.3	0.85	130	234	55.6%
H3	4	HE 200 A	6.241	74.89	37.4	3471	636841	117.6	10.8	0.85	128	234	54.9%
H3	4.5	HE 200 A	4.538	68.92	30.6	3471	636841	108.2	8.8	0.85	117	234	50.1%
H3	5	HE 200 A	3.308	62.03	24.8	3471	636841	97.4	7.1	0.85	105	234	44.7%

6.7.8 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cls} = F_{tEd_max} / A_{ros} < f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	F _{t,Ed_max}	$\varnothing_{rosetta}$	$\sigma_{schiacc}$	f _{cd}	$\sigma_{schiacc} / f_{cd}$
	[m]		[kN]	[mm]	[MPa]	[MPa]	%
H3	2	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	2.5	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	3	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	3.5	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	4	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	4.5	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%
H3	5	HE 200 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%

6.8 Verifiche a fatica

6.8.1 Carichi di fatica (F)

Per le strutture in oggetto, di geometria relativamente snella e realizzate con profilati saldati e con giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In particolare, in base a quanto riportato nella Normativa britannica BD 94/07 § Annex B, l'unica azione a fatica per strutture che non presentano proiezione orizzontale sulla carreggiata risulta essere quella dovuta alle raffiche di vento.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del **metodo del danneggiamento cumulativo** (EN 1993-1-9; Allegato A): a partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = \left| \sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min} \right|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

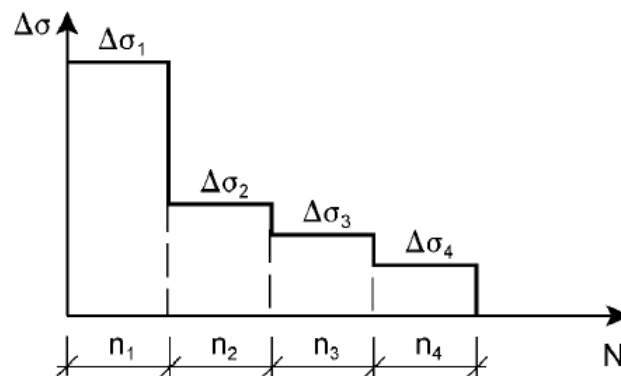


Figura 6-4 - Spettro di variazione delle tensioni

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

Formula di Palmgren-Miner

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

n_i : cicli reali di sollecitazione per un dato intervallo di variazione di tensione

N_i : cicli a rottura per un dato intervallo di variazione di tensione

La valutazione della fatica deve essere basata sul **metodo della "vita sicura"** (metodo "safe life") come previsto dalla UNI EN 1794-1 § A.2.3.2.

Il coefficiente parziale di sicurezza per intervalli di variazione della tensione equivalente $\gamma_{F,f}$ è assunto pari a **1.00**.

Dal Prospetto 3.1 della Norma UNI EN 1993-1-9 si ricava il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} per resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$ pari a **1.35** (metodo "vita sicura" + "alte conseguenze" per collasso).

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

6.8.1.1 Cicli reali di sollecitazione (n_i)

Le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

Il numero di carichi per la risposta dinamica, descritti al punto B.3 della Norma EN 1991 -1 -4, sono rappresentati nella Figura 5-5, la quale mostra il numero di volte N_g , che il valore ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un intervallo di 50 anni.

ΔS è espresso come una percentuale del valore S_k , dove S_k è l'effetto causato dall'azione del vento con un intervallo di ritorno di 50 anni.

La relazione tra $\Delta S/S_k$ e N_g è fornita dall'equazione seguente:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0.7 \cdot [\log(N_g)]^2 - 17.4 \cdot \log(N_g) + 100$$

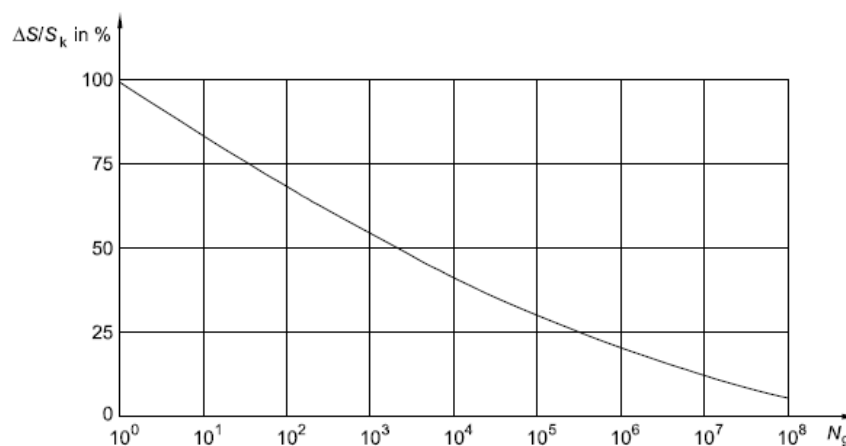


Figura 6-5 - Numero di cicli di carico da raffica N_g per un effetto $\Delta S/S_k$ durante un intervallo di 50 anni

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 150 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. I numeri di cicli reali (non cumulati) per una data percentuale di variazione di carico si ottengono per differenza tra due intervalli successivi (v. Figura 5-6).

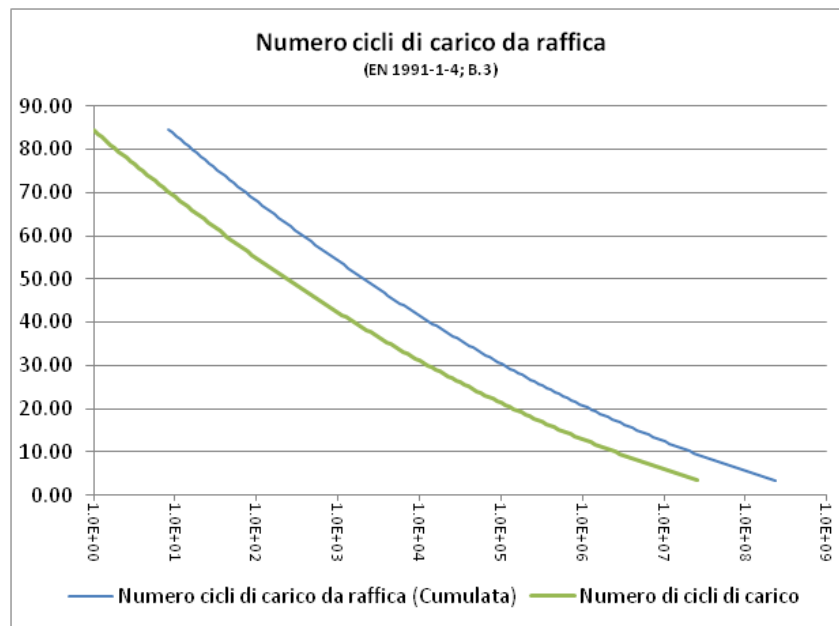


Figura 6-6 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata e non) per un effetto $\Delta S/S_k$

6.8.1.2 Cicli a rottura (N_i)

La resistenza a fatica per gli intervalli di variazione della tensione nominale è rappresentata da una serie di curve $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ e $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ (curve S-N di Wohler), che corrispondono a tipiche categorie di particolare costruttivo. Ogni categoria di particolare costruttivo è identificata da un numero che rappresenta, in N/mm², il valore di riferimento $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Attraverso l'ausilio delle **curve S-N di Wohler**, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

Equazioni per tensioni normali (v. Figura 5-7):

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 3 \quad \text{per} \quad N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 5 \quad \text{per} \quad 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_C$ è il limite di fatica per ampiezza costante

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\sigma_D = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D$$

$\Delta\sigma_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") oltre il quale la variazione di tensione è così bassa da risultare non influente.

Equazioni per tensioni tangenziali (v. Figura 5-8):

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m=5 \quad \text{per} \quad N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$

$\Delta\tau_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")

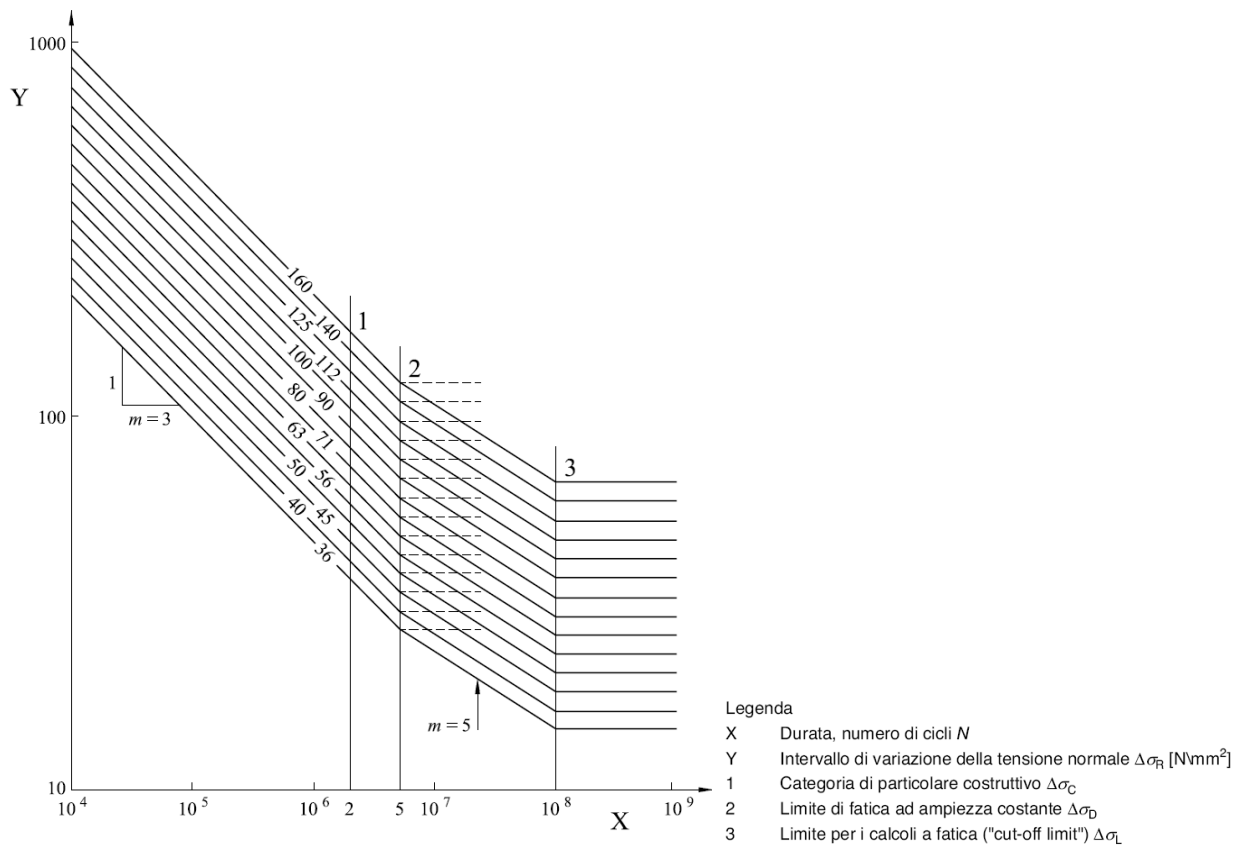


Figura 6-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

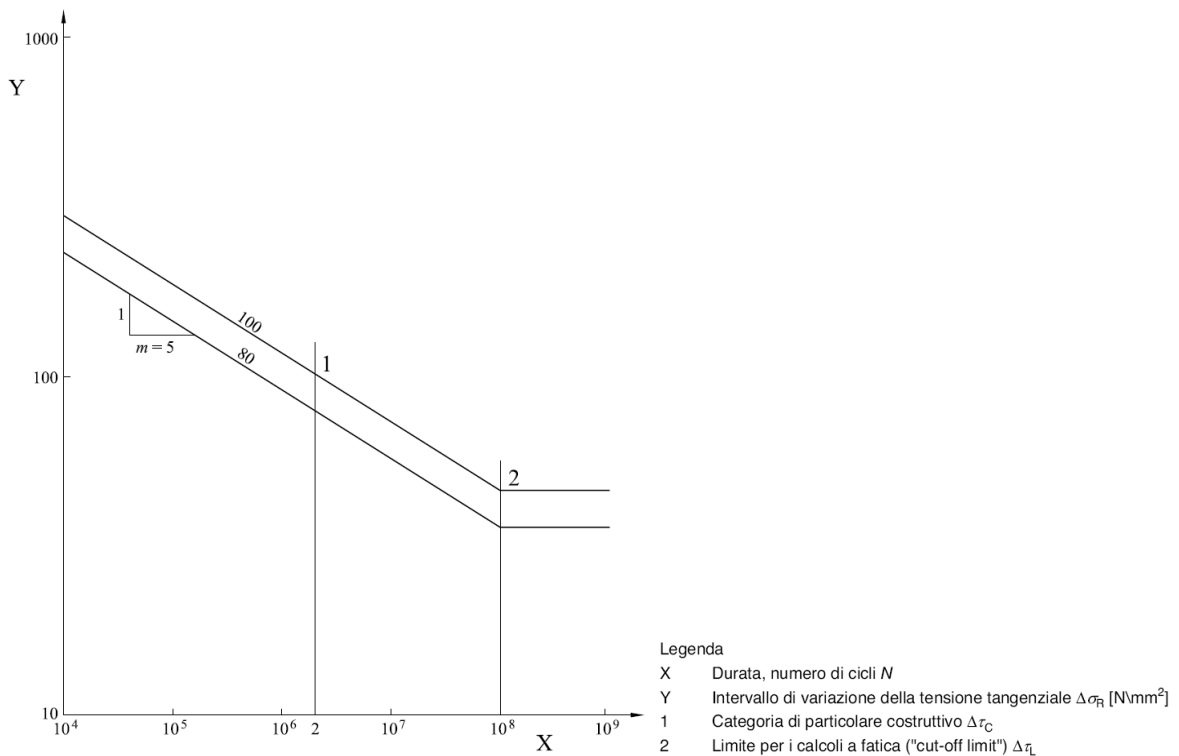


Figura 6-8 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

In Figura 5-9 si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

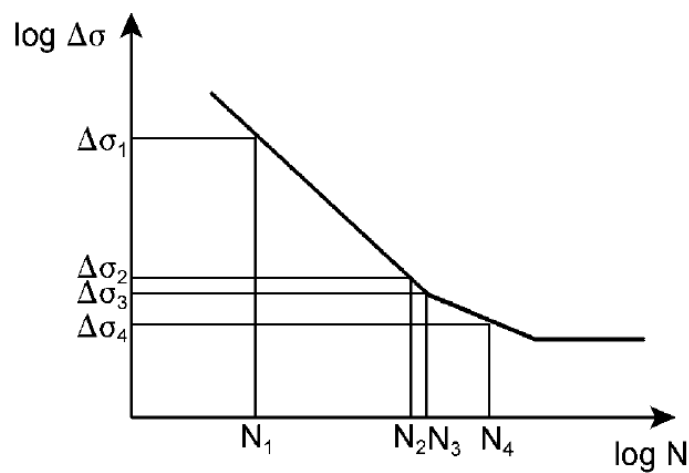
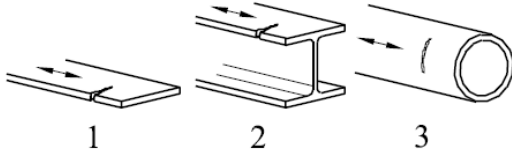
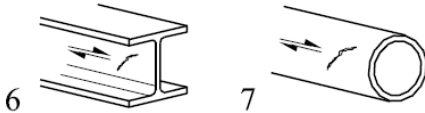


Figura 6-9 - Determinazione del numero di cicli a rottura per Δσ assegnato

I valori di riferimento della resistenza a fatica per un numero di cicli pari a $N_C = 2$ milioni ($\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$) sono stabiliti dalla UNI EN 1993-1-9 § prosp. 8.1 ÷ 8.10:

PROFILATI (montanti)**Tabella 6-6 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p> 	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiere; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>

SALDATURE PIASTRA DI BASE**Tabella 6-7 - Da prospetto 8.5 - Collegamenti saldati a cordone d'angolo soggetti a carichi**

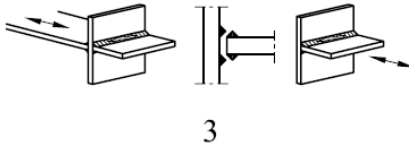
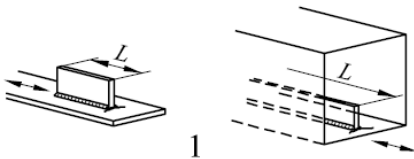
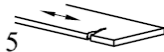
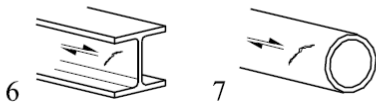
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>	<p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta \sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta \tau_w$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta \sigma$ nelle lamiere caricate.</p> <p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiere soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

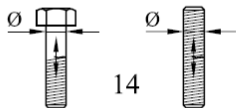
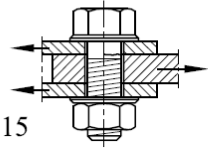
Tabella 6-8 - Da prospetto 8.4 - Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm	<p>Elementi collegati longitudinali:</p> <p>1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.</p> 	<p>Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.</p>
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		

PIASTRA DI BASE**Tabella 6-9 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio:</p> <p>5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi.</p> <p>Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>Particolari 4) e 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.
100 $m = 5$		<p>6) e 7)</p> <p>Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7):</p> <p>$\Delta \tau$ calcolati da:</p> $\tau = \frac{VS(t)}{lt}$

TIRAFONDI**Tabella 6-10 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
50		<p>14) Bulloni e barre aventi filettature laminata o tagliate soggette a trazione.</p> <p>Per grandi diametri (tirafondi) l'effetto scala deve essere preso in considerazione con k_s.</p>	<p>14) $\Delta \sigma$ calcolato utilizzando l'area resistente a trazione del bullone.</p> <p>Flessione e trazione causate da effetti leva e tensioni da flessione derivanti da altre fonti devono essere considerate.</p> <p>Per bulloni precaricati, la riduzione dell'intervallo di variazione della tensione può essere preso in considerazione.</p>
100 $m = 5$		<p>Bulloni sollecitati a taglio con sezione di taglio singola o doppia</p> <p>15)</p> <ul style="list-style-type: none"> - bulloni calibrati; - bulloni normali in assenza di inversione del carico (bulloni di classe 5.6, 8.8 o 10.9). 	<p>15)</p> <p>$\Delta \tau$ calcolata utilizzando l'area del gambo del bullone.</p>

N.B.: Nel caso in cui sia presente della **pretensione nei tirafondi** gli intervalli di variazione delle tensioni (oppure, reciprocamente, le sollecitazioni agenti) andranno modificati di un fattore che tenga conto della redistribuzione degli sforzi tra i tirafondi e la piastra di ancoraggio. Tale fattore (che "sgrava" l'effetto sui tirafondi) è garantito qualora la piastra in condizioni di esercizio non giunga a decompressione ed è quantificabile per elementi strutturali di dimensioni e materiali ordinari in circa $1/(8+1)$: in caso di pretensione la sollecitazione sul bullone in condizioni di fatica sarà portata a circa l'11% di quella di calcolo.

La sollecitazione di pretensione sarà considerata **solo in fase di verifica a fatica del tirafondo** previa verifica puntuale statica del pretiro nel tirafondo stesso.

Verifica a fatica MONTANTE

				Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											MONTANTE			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI				
												$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H3	2	HE 200 A	49.93	49.9	388600	1808	141.3	27.6	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	2.5	HE 200 A	49.93	39.9	388600	1808	141.3	22.1	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	3	HE 200 A	49.93	33.3	388600	1808	141.3	18.4	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	3.5	HE 200 A	49.93	28.5	388600	1808	141.3	15.8	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	4	HE 200 A	49.93	25.0	388600	1808	141.3	13.8	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	4.5	HE 200 A	45.94	20.4	388600	1808	130.1	11.3	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H3	5	HE 200 A	41.35	16.5	388600	1808	117.0	9.1	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica SALDATURE BASE

				Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											SALDATURE			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI				
												$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H3	2	HE 200 A	49.93	49.93	636841	3471	86.2	14.4	36.0	26.5	80.0	11.9%	16.0%	0.0%	0.0%			
H3	2.5	HE 200 A	49.93	39.94	636841	3471	86.2	11.5	36.0	26.5	80.0	11.9%	16.0%	0.0%	0.0%			
H3	3	HE 200 A	49.93	33.29	636841	3471	86.2	9.6	36.0	26.5	80.0	11.9%	16.0%	0.0%	0.0%			
H3	3.5	HE 200 A	49.93	28.53	636841	3471	86.2	8.2	36.0	26.5	80.0	11.9%	16.0%	0.0%	0.0%			
H3	4	HE 200 A	49.93	24.96	636841	3471	86.2	7.2	36.0	26.5	80.0	11.9%	16.0%	0.0%	0.0%			
H3	4.5	HE 200 A	45.94	20.42	636841	3471	79.4	5.9	36.0	26.5	80.0	6.0%	8.0%	0.0%	0.0%			
H3	5	HE 200 A	41.35	16.54	636841	3471	71.4	4.8	36.0	26.5	80.0	4.0%	5.4%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica PIASTRA DI BASE

				Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											PIASTRA			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI				
												$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H3	2	HE 200 A	12.50	152.8	81667	12005	153.0	12.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			
H3	2.5	HE 200 A	12.50	152.8	81667	12005	153.0	12.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			
H3	3	HE 200 A	12.50	152.8	81667	12005	153.0	12.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			
H3	3.5	HE 200 A	12.50	152.8	81667	12005	153.0	12.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			
H3	4	HE 200 A	12.50	152.8	81667	12005	153.0	12.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			
H3	4.5	HE 200 A	11.50	140.6	81667	12005	140.8	11.7	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%			
H3	5	HE 200 A	10.35	126.5	81667	12005	126.7	10.5	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = \max(M_{compr.}, M_{teso})/1.5$ e $V_{SLE} = \max(V_{compr.}, V_{teso})/1.5$ determinati in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

Verifica a fatica TIRAFONDI

				Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											TIRAFONDI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	N	V	A	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI					
											$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{FF}$				
	[m]		[kN]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-				
H3	2	HE 200 A	50.9	8.3	192	29.5	43.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	2.5	HE 200 A	50.9	6.7	192	29.5	34.7	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	3	HE 200 A	50.9	5.5	192	29.5	28.9	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	3.5	HE 200 A	50.9	4.8	192	29.5	24.8	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	4	HE 200 A	50.9	4.2	192	29.5	21.7	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	4.5	HE 200 A	46.9	3.4	192	27.1	17.7	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H3	5	HE 200 A	42.2	2.8	192	24.4	14.4	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				

in cui $N = F_{t,Ed} \text{ az. sollecitante}/1.5$ e $V = F_{v,Ed}/1.5$ determinati in § 5.7.3.

7. Montante tipo H4

Oggetto della relazione sono le verifiche strutturali del montante metallico tipo H4 inteso come sistema composto da profilato, piastra di base con relativi irrigidenti saldati e tirafondi di ancoraggio. Le caratteristiche geometriche di tale sistema sono riportate al punto 5.7.1.

Il valore dell'azione caratteristica adottato nelle verifiche è stato determinato confrontando diversi valori di carico uniforme (pressione per interasse) agenti sul montante tali da provocare la crisi del sistema secondo i meccanismi di seguito elencati:

- raggiungimento della resistenza a flessione del profilato;
- raggiungimento del limite di instabilità flessionale del profilato;
- raggiungimento della resistenza a taglio del profilato;
- raggiungimento della deflessione massima ammissibile in sommità del profilato;
- raggiungimento della trazione di rottura nei tirafondi;
- raggiungimento della resistenza a flessione della piastra di base;
- raggiungimento della resistenza a compressione nel calcestruzzo sottostante la piastra di base.

Ulteriori meccanismi di crisi (rifollamento della piastra di base, verifica delle saldature del montante alla piastra di base, fatica delle membrature ecc.) non sono stati considerati ai fini del calcolo dell'azione massima in quanto non influenti sul dimensionamento, alla luce delle verifiche condotte.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori di carico uniforme associati a ciascuno dei meccanismi di crisi considerati, per la tipologia di montante in esame:

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Flessione			Instabilità		Taglio		
			W_{pl}	$M_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ FLESSIONE	$M_{b,Rd}$	$P_{max, lineare}$ INST.	A_v	$V_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ TAGLIO
		[m]	[m ³]	[kNm]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[m ²]	[kN]	[kN/m]
H4	HE 220 A	2	5.69E-04	148.9	49.6	148.9	49.6	2.07E-03	312.6	104.2
H4	HE 220 A	2.5	5.69E-04	148.9	31.8	148.9	31.8	2.07E-03	312.6	83.3
H4	HE 220 A	3	5.69E-04	148.9	22.1	148.2	22.0	2.07E-03	312.6	69.5
H4	HE 220 A	3.5	5.69E-04	148.9	16.2	147.1	16.0	2.07E-03	312.6	59.5
H4	HE 220 A	4	5.69E-04	148.9	12.4	145.9	12.2	2.07E-03	312.6	52.1
H4	HE 220 A	4.5	5.69E-04	148.9	9.8	144.8	9.5	2.07E-03	312.6	46.3
H4	HE 220 A	5	5.69E-04	148.9	7.9	143.6	7.7	2.07E-03	312.6	41.7
H4	HE 220 A	5.5	5.69E-04	148.9	6.6	142.4	6.3	2.07E-03	312.6	37.9

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera [m]	Deformabilità		Piastra e tirafondi			
			def. max ammissibile [mm]	$P_{max\ linear}$ DEF. [kN/m]	$P_{max\ linear}$ TIRAFONDI [kN/m]	$P_{max\ linear}$ PIASTRA [kN/m]	$P_{max\ linear}$ σ_c CLS [kN/m]	
H4	HE 220 A	2	13	75.7	42.5	46.9	34.8	
H4	HE 220 A	2.5	17	38.8	28.9	30.0	22.3	
H4	HE 220 A	3	20	22.4	20.9	20.9	15.5	
H4	HE 220 A	3.5	23	14.1	15.9	15.3	11.4	
H4	HE 220 A	4	27	9.5	12.4	11.7	8.7	
H4	HE 220 A	4.5	30	6.6	10.0	9.3	6.9	
H4	HE 220 A	5	33	4.8	8.2	7.5	5.6	
H4	HE 220 A	5.5	37	3.6	6.9	6.2	4.6	

Per ciascun valore della altezza utile del montante viene individuato il minimo tra i valori calcolati del carico uniforme, inteso come carico "limite" e impiegato nelle verifiche.

In base a quanto illustrato, il valore limite individuato è da considerarsi come il massimo valore caratteristico dell'azione cui può essere sottoposto il montante. Le azioni sulle barriere dovute al vento, alla pressione dinamica veicolare ed allo spazzamento della neve dovranno quindi essere confrontate con questo valore per stabilire se il montante è in grado di rispondere ai criteri di verifica.

7.1 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [70] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [71] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [72] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [73] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [74] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [75] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [76] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [77] . UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [78] . UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [79] . UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [80] . UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [81] . UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [82] . UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [83] . UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [84] . UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [85] . UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [86] . UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [87] . Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [88] . CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [89] . CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [90] . CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [91] . CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [92] . DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

7.2 Materiali

7.2.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40)

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			≥ 24	≥ 21	≥ 20

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

BULLONI E DADI						
		Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	
DADI	4	5	6	8	10	

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

7.2.2 Calcestruzzo armato

PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} \geq 35.0$ MPa

resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} \geq 28.0$ MPa

Classe di esposizione XC2

7.3 Verifiche carpenteria metallica

Per le verifiche si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- Verifiche di resistenza dei montanti
- Verifiche sistemi di ancoraggio
- Verifica delle saldature

S.L.E.

- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

S.L.Fatica

- Verifica a fatica dei singoli dettagli

7.4 Classificazione delle sezioni

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determina la classe del montante in oggetto:

Acciaio S275

ε 0.92 -

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Anima							Flangia			
		h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe	b	cb	c/(t*eps)	classe
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	
H4	HE 220 A	210	11	18	7	152	23.49	1	220	88.5	8.70	1

Si può riscontrare come la tipologia di profilato utilizzata per il montante ricada nella classe 1.

7.5 Carico uniforme limite di dimensionamento del montante tipo H4

Il massimo valore di carico uniforme che porta alla crisi del sistema montante-piastra-tirafondi, in funzione dell'altezza della barriera, come descritto in precedenza, è riportato nella tabella seguente, insieme al relativo meccanismo di crisi.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Meccanismo di crisi dimensionante
	[m]		[kN/m]	-
H4	2	HE 220 A	34.772	compressione CLS
H4	2.5	HE 220 A	22.254	compressione CLS
H4	3	HE 220 A	15.454	compressione CLS
H4	3.5	HE 220 A	11.354	compressione CLS
H4	4	HE 220 A	8.693	compressione CLS
H4	4.5	HE 220 A	6.649	deformabilità
H4	5	HE 220 A	4.847	deformabilità
H4	5.5	HE 220 A	3.642	deformabilità

Tali valori sono stati confrontati con il valore di *pressione dinamica veicolare* (0.8kN/m^2 secondo UNI-EN 1794-1) agente nelle zone di bordo (interasse 3m) e nelle zone correnti (interasse 4m), che induce un carico lineare rispettivamente pari a 2.4 e 3.2 kN/m. Entrambi i valori risultano inferiori al valore di carico uniforme limite calcolato per tutte le altezze prese in considerazione; si può affermare che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico uniforme limite risultano soddisfatte a fronte del carico indotto sul profilo dalla pressione dinamica veicolare.

Per quanto riguarda le azioni dovute allo *spazzamento* della neve (forza concentrata pari a 15 kN applicati all'altezza di 1.5 m al di sopra del livello stradale, come prescritto dalla UNI-EN 1794-1) si sono confrontati i relativi valori di momento e taglio alla base del montante con quelli calcolati a partire dai valori di carico uniforme limite. Questi ultimi sono risultati maggiori dei primi per tutte le altezze considerate, determinando che le verifiche del sistema montante nei confronti delle azioni da spazzamento sono anch'esse verificate.

Anche per quanto concerne la deformabilità del sistema, le azioni da spazzamento provocano una deflessione in testa al montante ($def_{\text{spazzamento}}$) inferiore a quella provocata dal valore di carico limite calcolato (def_{pmax}). Ne consegue che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico limite risultano soddisfatte a fronte dell'azione di spazzamento anche per quanto riguarda la deformabilità.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	Sollecitazioni caratteristiche base mont.				def _{pmax} [mm]	def _{spazzamento} [mm]
				Sollecitazioni dovute al carico limite		Sollecitazioni dovute allo spazzamento			
				V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]		
H4	2	HE 220 A	34.772	69.54	69.54	15	22.5	6.1	2.23
H4	2.5	HE 220 A	22.254	55.63	69.54	15	22.5	9.6	2.97
H4	3	HE 220 A	15.454	46.36	69.54	15	22.5	13.8	3.71
H4	3.5	HE 220 A	11.354	39.74	69.54	15	22.5	18.7	4.46
H4	4	HE 220 A	8.693	34.77	69.54	15	22.5	24.5	5.20
H4	4.5	HE 220 A	6.649	29.92	67.32	15	22.5	30.0	5.94
H4	5	HE 220 A	4.847	24.24	60.59	15	22.5	33.3	6.68
H4	5.5	HE 220 A	3.642	20.03	55.08	15	22.5	36.7	7.43

7.6 Verifiche di resistenza dei montanti

7.6.1 Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

γ_{M0} (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) 1.05 -

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	W _{pl}	M _{c,Rd}	M _{Ed} /M _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[kNm]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	104.31	5.69E-04	148.9	70.1%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	104.31	5.69E-04	148.9	70.1%
H4	3	HE 220 A	15.454	104.31	5.69E-04	148.9	70.1%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	104.31	5.69E-04	148.9	70.1%
H4	4	HE 220 A	8.693	104.31	5.69E-04	148.9	70.1%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	100.99	5.69E-04	148.9	67.8%
H4	5	HE 220 A	4.847	90.89	5.69E-04	148.9	61.0%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	82.63	5.69E-04	148.9	55.5%

7.6.2 Verifica ad instabilità flesso-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flesso-torsionale come segue:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y = W_{pl}$ per sezioni trasversali di classe 1 e 2

χ_{LT} : coefficiente di instabilità flesso-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il coefficiente di imperfezione α_{LT} è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 7-1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 7-2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso in esame si adotta: $\alpha_{LT} = 0.21$

M_{cr} : momento critico elastico per l'instabilità flessio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle condizioni di carico e l'effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico M_{cr} è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

J_z : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

I_w : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo tipo IPE o HE vale:

$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e t_f lo spessore dell'ala;

I_t : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

z_g : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v. Figura 5-1). Se l'azione, viceversa, agisce dal basso verso l'alto, il segno sarà negativo.

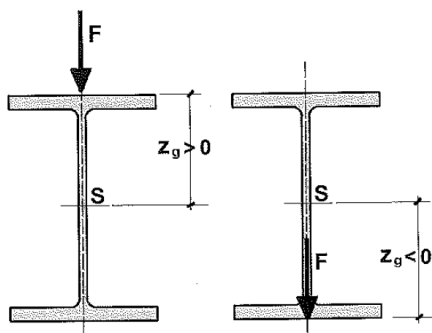


Figura 7-1 - Punto di applicazione del carico

k : coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

k_w : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

C_1 e C_2 sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti C_1 e C_2 si ricavano dalla Tabella 5-3 nella quale il valore di K da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z (H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 7-3 - Valori di C_1 e C_2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C_1	C_2	
		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
CONCENTRATO	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + - 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + - 0.033 \times K^2$
DISTRIBUITO	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + - 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + - 0.020 \times K^2$

Le verifiche ad instabilità flesso-torsionale sono riportate di seguito:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	M _{b,Rd}	M _{Ed} /M _{b,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kNm]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	104.31	148.89	70.1%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	104.31	148.89	70.1%
H4	3	HE 220 A	15.454	104.31	148.24	70.4%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	104.31	147.09	70.9%
H4	4	HE 220 A	8.693	104.31	145.93	71.5%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	100.99	144.76	69.8%
H4	5	HE 220 A	4.847	90.89	143.58	63.3%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	82.63	142.38	58.0%

7.6.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio A_v, per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari al valore massimo tra:

$$A_v = h \cdot t_w \quad \text{e} \quad A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	V _{Ed}	V _{c,Rd}	V _{Ed} /V _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	104.3	312.6	33.4%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	83.5	312.6	26.7%
H4	3	HE 220 A	15.454	69.5	312.6	22.3%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	59.6	312.6	19.1%
H4	4	HE 220 A	8.693	52.2	312.6	16.7%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	44.9	312.6	14.4%
H4	5	HE 220 A	4.847	36.4	312.6	11.6%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	30.0	312.6	9.6%

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd} si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente $\eta = 1.00$, si ottiene:

Tabella 7-4 - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Instabilità anima		
		hw / t	72 x e / h	verifica
		[-]	[-]	
H4	HE 220 A	30.0	67.48	No instab. Anima

Per la tipologia di profilato utilizzata non si rendono necessarie le verifiche ad instabilità dell'anima.

7.6.4 Verifica tensionale in esercizio

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente M_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio V_{BF} :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{SLE_rara}	W _{El}	σ _{x,Ed}	V _{SLE_rara}	A _v	τ _{Ed}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} /σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[MPa]	[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	69.54	5.15E-04	135.0	69.5	2.07E-03	33.6	147.0	261.90	56.1%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	69.54	5.15E-04	135.0	55.6	2.07E-03	26.9	142.8	261.90	54.5%
H4	3	HE 220 A	15.454	69.54	5.15E-04	135.0	46.4	2.07E-03	22.4	140.5	261.90	53.6%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	69.54	5.15E-04	135.0	39.7	2.07E-03	19.2	139.0	261.90	53.1%
H4	4	HE 220 A	8.693	69.54	5.15E-04	135.0	34.8	2.07E-03	16.8	138.1	261.90	52.7%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	67.32	5.15E-04	130.7	29.9	2.07E-03	14.5	133.1	261.90	50.8%
H4	5	HE 220 A	4.847	60.59	5.15E-04	117.6	24.2	2.07E-03	11.7	119.3	261.90	45.6%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	55.08	5.15E-04	106.9	20.0	2.07E-03	9.7	108.2	261.90	41.3%

7.6.5 Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione massima cui il montante tipo può essere sottoposto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	J	def _{pmax}	def _{adm}	def _{pmax} /def _{adm}
	[m]		[kN/m]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	5.41E-05	6.1	13.3	45.9%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	5.41E-05	9.6	16.7	57.4%
H4	3	HE 220 A	15.454	5.41E-05	13.8	20.0	68.9%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	5.41E-05	18.7	23.3	80.3%
H4	4	HE 220 A	8.693	5.41E-05	24.5	26.7	91.8%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	5.41E-05	30.0	30.0	100.0%
H4	5	HE 220 A	4.847	5.41E-05	33.3	33.3	100.0%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	5.41E-05	36.7	36.7	100.0%

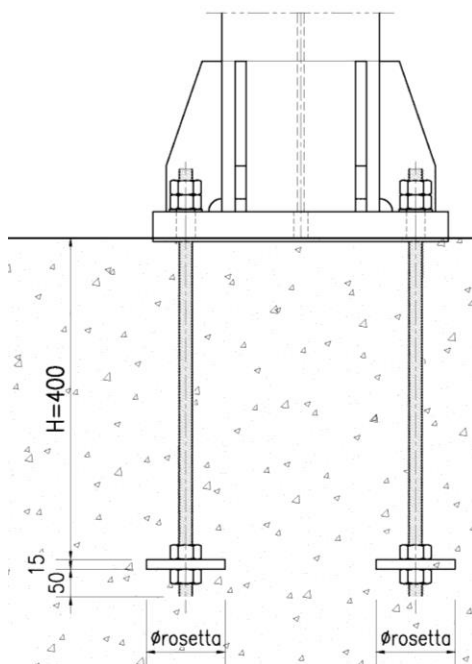
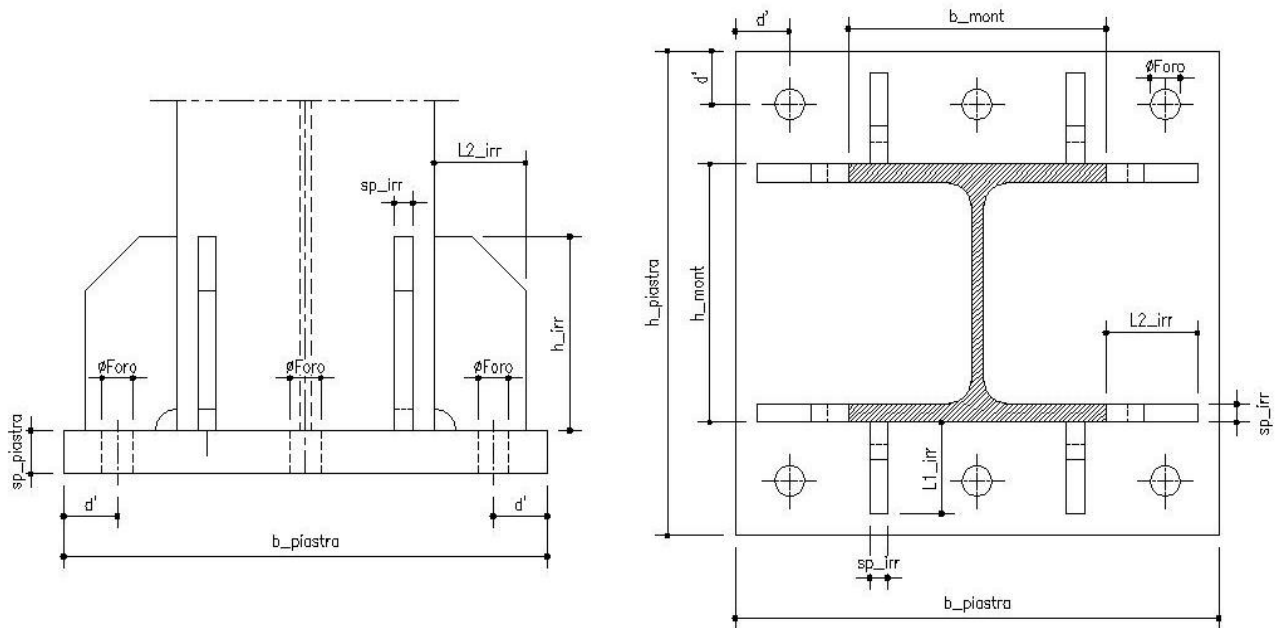
7.7 Verifiche sistemi di ancoraggio

7.7.1 Caratteristiche geometriche

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 8.8).

Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo standard.

Il montante oggetto di verifica è caratterizzato dalle seguenti grandezze geometriche:



		MONTANTE TIPO H4
tipologia di profilato		HE 220 A
h _{mont}	[mm]	210
b _{mont}	[mm]	220
b _{piastra}	[mm]	460
h _{piastra}	[mm]	460
sp _{piastra}	[mm]	35
d'	[mm]	50
Ø tirafondo	[mm]	18
Ø foro	[mm]	19
sp _{irr}	[mm]	12
h _{irr}	[mm]	180
L _{1 irr}	[mm]	105
L _{2 irr}	[mm]	100
Ø rosetta	[mm]	120
sp _{rosetta}	[mm]	15
σ pretiro	[MPa]	407.3
M serr	[Nm]	225

7.7.2 Analisi dei carichi

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ($\sigma_{c,max}$) e di trazione nel tirafondo ($\sigma_{s,max}$) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b) - v. Figura 5-2.

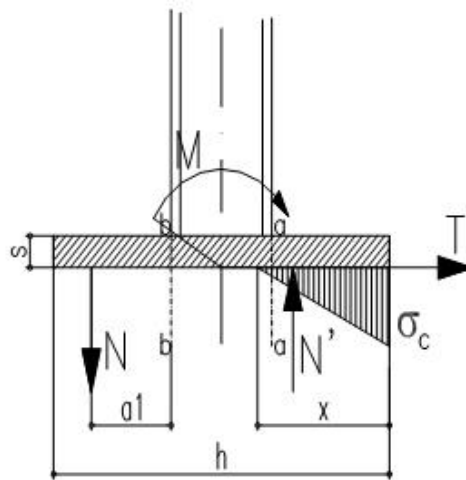


Figura 7-2 - Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad ; \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Tabella 7-5 – Sollecitazioni massime sbalzo piastra

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	X _{asse neutro}	σ _c	σ _s	σ _{c lembo}	V _{compr.}	M _{compr.}	V _{teso}	M _{teso}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
H4	2	HE 220 A	34.772	104.31	104.3	71	-16.46	468.91	0.00	270.1	27.3	270.1	20.3
H4	2.5	HE 220 A	22.254	104.31	83.5	71	-16.46	468.91	0.00	270.1	27.3	270.1	20.3
H4	3	HE 220 A	15.454	104.31	69.5	71	-16.46	468.91	0.00	270.1	27.3	270.1	20.3
H4	3.5	HE 220 A	11.354	104.31	59.6	71	-16.46	468.91	0.00	270.1	27.3	270.1	20.3
H4	4	HE 220 A	8.693	104.31	52.2	71	-16.46	468.91	0.00	270.1	27.3	270.1	20.3
H4	4.5	HE 220 A	6.649	100.99	44.9	71	-15.94	453.95	0.00	261.5	26.5	261.5	19.6
H4	5	HE 220 A	4.847	90.89	36.4	71	-14.34	408.55	0.00	235.3	23.8	235.3	17.6
H4	5.5	HE 220 A	3.642	82.63	30.0	71	-13.04	371.41	0.00	213.9	21.7	213.9	16.0

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui σ_s è il massimo tra la tensione di trazione trasmessa dalla piastra ed il valore di pretiro del tirafondo.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare un'azione di pretiro pari all'80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1.)

La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente k=0.16.

7.7.3 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni F_{v,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$, f_{tb} \text{ (classe 8.8) } \dots\dots\dots 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} \dots\dots\dots 1.25 \text{ -}$$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione F_{t,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

$$F_{t,Rd} = \min \{ F_{t,Rd_TIRAFONDO} ; B_{p,Rd} \}$$

Resistenza a punzonamento della piastra:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	A _{tirafondo}	F _{t,Ed} pretiro	F _{t,Ed} az. sollecitante	F _{t,Ed,max}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}	F _{t,Rd,min}	F _{v,Ed}	F _{v,Rd}	F _{t,Ed} /F _{t,Rd}	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}	Ver. combinata Taglio-Trazione
	[m]		[kN/m]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	%	%	%
H4	2	HE 220 A	34.772	192	78.2	90.0	90.0	110.6	261.3	110.6	17.4	73.7	81.4%	23.6%	81.7%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	192	78.2	90.0	90.0	110.6	261.3	110.6	13.9	73.7	81.4%	18.9%	77.0%
H4	3	HE 220 A	15.454	192	78.2	90.0	90.0	110.6	261.3	110.6	11.6	73.7	81.4%	15.7%	73.9%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	192	78.2	90.0	90.0	110.6	261.3	110.6	9.9	73.7	81.4%	13.5%	71.6%
H4	4	HE 220 A	8.693	192	78.2	90.0	90.0	110.6	261.3	110.6	8.7	73.7	81.4%	11.8%	69.9%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	192	78.2	87.2	87.2	110.6	261.3	110.6	7.5	73.7	78.8%	10.1%	66.4%
H4	5	HE 220 A	4.847	192	78.2	78.4	78.4	110.6	261.3	110.6	6.1	73.7	70.9%	8.2%	58.9%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	192	78.2	71.3	78.2	110.6	261.3	110.6	5.0	73.7	70.7%	6.8%	57.3%

7.7.4 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5) si verifica a flessione e taglio SLU la sola piastra di base.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 ; \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed,max}	W _{pl} piastra	M _{pl} piastra	M _{Ed,max} /M _{pl}	V _{Ed,max}	A _v piastra	V _{pl} piastra	V _{Ed,max} /V _{pl}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[mm ³]	[kNm]	%	[kN]	[mm ²]	[kN]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	27.3	140875	36.9	74.1%	270.1	14105	2133	12.7%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	27.3	140875	36.9	74.1%	270.1	14105	2133	12.7%
H4	3	HE 220 A	15.454	27.3	140875	36.9	74.1%	270.1	14105	2133	12.7%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	27.3	140875	36.9	74.1%	270.1	14105	2133	12.7%
H4	4	HE 220 A	8.693	27.3	140875	36.9	74.1%	270.1	14105	2133	12.7%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	26.5	140875	36.9	71.7%	261.5	14105	2133	12.3%
H4	5	HE 220 A	4.847	23.8	140875	36.9	64.6%	235.3	14105	2133	11.0%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	21.7	140875	36.9	58.7%	213.9	14105	2133	10.0%

in cui $M_{Ed,max} = \max(M_{compr.}; M_{teso})$ e $V_{Ed,max} = \max(V_{compr.}; V_{teso})$ determinati in § 5.7.2.

7.7.5 Verifica a rifollamento della piastra di base

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

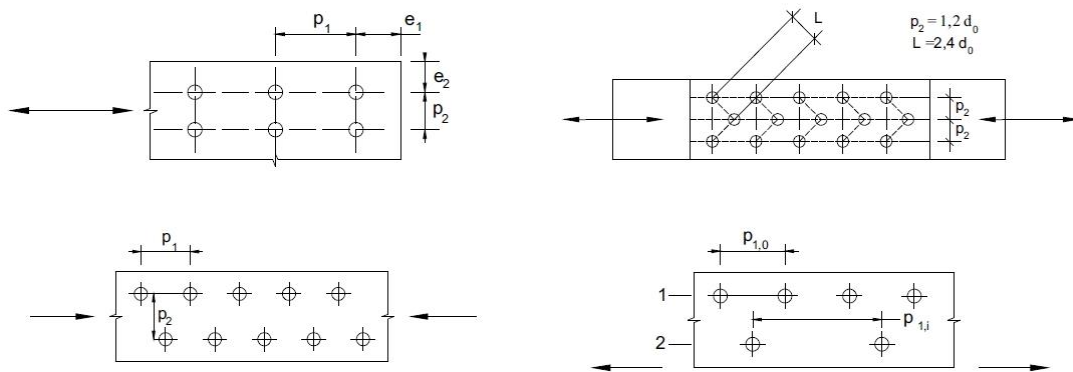


Figura 7-3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

d diametro nominale del gambo del bullone

d_0 diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

t spessore della piastra collegata

f_{tk} resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Figura 5-3.

TIPOLOGIA MONTANTE	$H_{barr.}$	profilato	p_{max}	$S_{piastra}$	d_{bordo}	\varnothing_{foro}	k_{rif}	α_{rif}	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Ed}$	$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	[kN]	[kN]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	35	50	19	2.5	0.88	475.3	17.4	3.7%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	35	50	19	2.5	0.88	475.3	13.9	2.9%
H4	3	HE 220 A	15.454	35	50	19	2.5	0.88	475.3	11.6	2.4%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	35	50	19	2.5	0.88	475.3	9.9	2.1%
H4	4	HE 220 A	8.693	35	50	19	2.5	0.88	475.3	8.7	1.8%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	35	50	19	2.5	0.88	475.3	7.5	1.6%
H4	5	HE 220 A	4.847	35	50	19	2.5	0.88	475.3	6.1	1.3%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	35	50	19	2.5	0.88	475.3	5.0	1.1%

7.7.6 Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti

Si fa riferimento ai fazzoletti posti sui lati in trazione e in compressione della piastra di base i quali si ipotizza che vengano caricati con le sollecitazioni massime determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo flessionale $\sigma_{x,Ed}$ e di taglio τ_{Ed} si ricavano rispettivamente in base al momento flettente M_{BF} e al taglio V_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} \quad ; \quad \tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	n° irr	h _{irr}	S _{irr}	A _{v irr}	W _{el irr}	M _{Ed,max}	V _{Ed,max}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} / σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	2	180	12	5160	301383	27.3	270.1	128	262	49.0%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	2	180	12	5160	301383	27.3	270.1	128	262	49.0%
H4	3	HE 220 A	15.454	2	180	12	5160	301383	27.3	270.1	128	262	49.0%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	2	180	12	5160	301383	27.3	270.1	128	262	49.0%
H4	4	HE 220 A	8.693	2	180	12	5160	301383	27.3	270.1	128	262	49.0%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	2	180	12	5160	301383	26.5	261.5	124	262	47.4%
H4	5	HE 220 A	4.847	2	180	12	5160	301383	23.8	235.3	112	262	42.7%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	2	180	12	5160	301383	21.7	213.9	102	262	38.8%

7.7.7 Verifica delle saldature

Le saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di base, sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Nell'ambito della verifica, sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

Verifica 2:

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I valori di β_1 β_2 sono in funzione della tipologia di acciaio:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0.85	0.7	0.62
β_2	1.0	0.85	0.75

Verifica 1

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp = n \perp}$	$\tau_{//}$	β_1	σ_{sald_1}	σ_{adm_1}	ver_1
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	104.31	104.3	5144	982918	106.1	20.3	0.7	108	193	56.1%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	104.31	83.5	5144	982918	106.1	16.2	0.7	107	193	55.8%
H4	3	HE 220 A	15.454	104.31	69.5	5144	982918	106.1	13.5	0.7	107	193	55.6%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	104.31	59.6	5144	982918	106.1	11.6	0.7	107	193	55.5%
H4	4	HE 220 A	8.693	104.31	52.2	5144	982918	106.1	10.1	0.7	107	193	55.4%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	100.99	44.9	5144	982918	102.7	8.7	0.7	103	193	53.6%
H4	5	HE 220 A	4.847	90.89	36.4	5144	982918	92.5	7.1	0.7	93	193	48.2%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	82.63	30.0	5144	982918	84.1	5.8	0.7	84	193	43.8%

Verifica 2

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp = n \perp}$	$\tau_{//}$	β_2	$\sigma_{ig_sald_2}$	$\sigma_{ig_adm_2}$	ver_2
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
H4	2	HE 220 A	34.772	104.31	104.3	5144	982918	106.1	20.3	0.85	126	234	54.1%
H4	2.5	HE 220 A	22.254	104.31	83.5	5144	982918	106.1	16.2	0.85	122	234	52.3%
H4	3	HE 220 A	15.454	104.31	69.5	5144	982918	106.1	13.5	0.85	120	234	51.2%
H4	3.5	HE 220 A	11.354	104.31	59.6	5144	982918	106.1	11.6	0.85	118	234	50.4%
H4	4	HE 220 A	8.693	104.31	52.2	5144	982918	106.1	10.1	0.85	116	234	49.7%
H4	4.5	HE 220 A	6.649	100.99	44.9	5144	982918	102.7	8.7	0.85	111	234	47.7%
H4	5	HE 220 A	4.847	90.89	36.4	5144	982918	92.5	7.1	0.85	100	234	42.6%
H4	5.5	HE 220 A	3.642	82.63	30.0	5144	982918	84.1	5.8	0.85	90	234	38.5%

7.7.8 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cls} = F_{tEd_max} / A_{ros} < f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	F _{t,Ed_max}	Ø _{rosetta}	σ _{schiacc}	f _{cd}	σ _{schiacc} / f _{cd}
	[m]		[kN]	[mm]	[MPa]	[MPa]	%
H4	2	HE 220 A	90.0	120	8.0	16.5	48.4%
H4	2.5	HE 220 A	90.0	120	8.0	16.5	48.4%
H4	3	HE 220 A	90.0	120	8.0	16.5	48.4%
H4	3.5	HE 220 A	90.0	120	8.0	16.5	48.4%
H4	4	HE 220 A	90.0	120	8.0	16.5	48.4%
H4	4.5	HE 220 A	87.2	120	7.7	16.5	46.8%
H4	5	HE 220 A	78.4	120	6.9	16.5	42.1%
H4	5.5	HE 220 A	78.2	120	6.9	16.5	42.0%

7.8 Verifiche a fatica

7.8.1 Carichi di fatica (F)

Per le strutture in oggetto, di geometria relativamente snella e realizzate con profilati saldati e con giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In particolare, in base a quanto riportato nella Normativa britannica BD 94/07 § Annex B, l'unica azione a fatica per strutture che non presentano proiezione orizzontale sulla carreggiata risulta essere quella dovuta alle raffiche di vento.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del **metodo del danneggiamento cumulativo** (EN 1993-1-9; Allegato A): a partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = \left| \sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min} \right|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

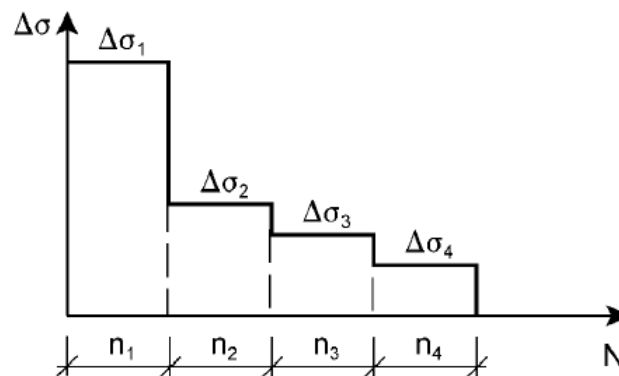


Figura 7-4 - Spettro di variazione delle tensioni

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

Formula di Palmgren-Miner

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

n_i : cicli reali di sollecitazione per un dato intervallo di variazione di tensione

N_i : cicli a rottura per un dato intervallo di variazione di tensione

La valutazione della fatica deve essere basata sul **metodo della "vita sicura"** (metodo "safe life") come previsto dalla UNI EN 1794-1 § A.2.3.2.

Il coefficiente parziale di sicurezza per intervalli di variazione della tensione equivalente $\gamma_{F,f}$ è assunto pari a **1.00**.

Dal Prospetto 3.1 della Norma UNI EN 1993-1-9 si ricava il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} per resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$ pari a **1.35** (metodo "vita sicura" + "alte conseguenze" per collasso).

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

7.8.1.1 Cicli reali di sollecitazione (n_i)

Le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

Il numero di carichi per la risposta dinamica, descritti al punto B.3 della Norma EN 1991 -1 -4, sono rappresentati nella Figura 5-5, la quale mostra il numero di volte N_g , che il valore ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un intervallo di 50 anni.

ΔS è espresso come una percentuale del valore S_k , dove S_k è l'effetto causato dall'azione del vento con un intervallo di ritorno di 50 anni.

La relazione tra $\Delta S/S_k$ e N_g è fornita dall'equazione seguente:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0.7 \cdot [\log(N_g)]^2 - 17.4 \cdot \log(N_g) + 100$$

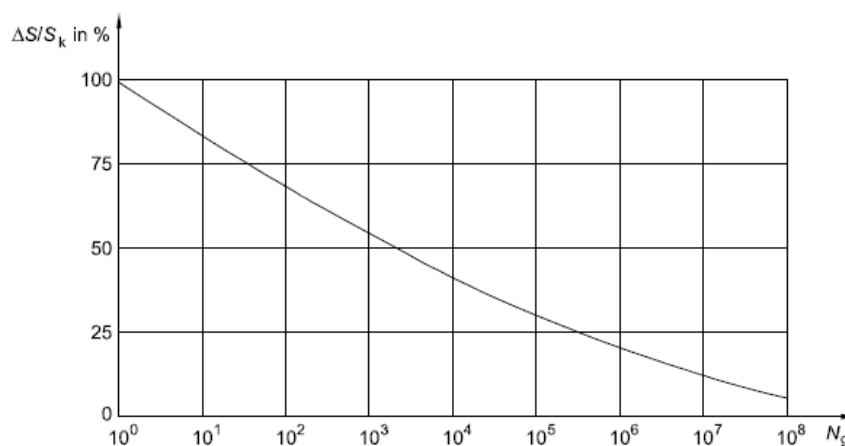


Figura 7-5 - Numero di cicli di carico da raffica N_g per un effetto $\Delta S/S_k$ durante un intervallo di 50 anni

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 150 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. I numeri di cicli reali (non cumulati) per una data percentuale di variazione di carico si ottengono per differenza tra due intervalli successivi (v. Figura 5-6).

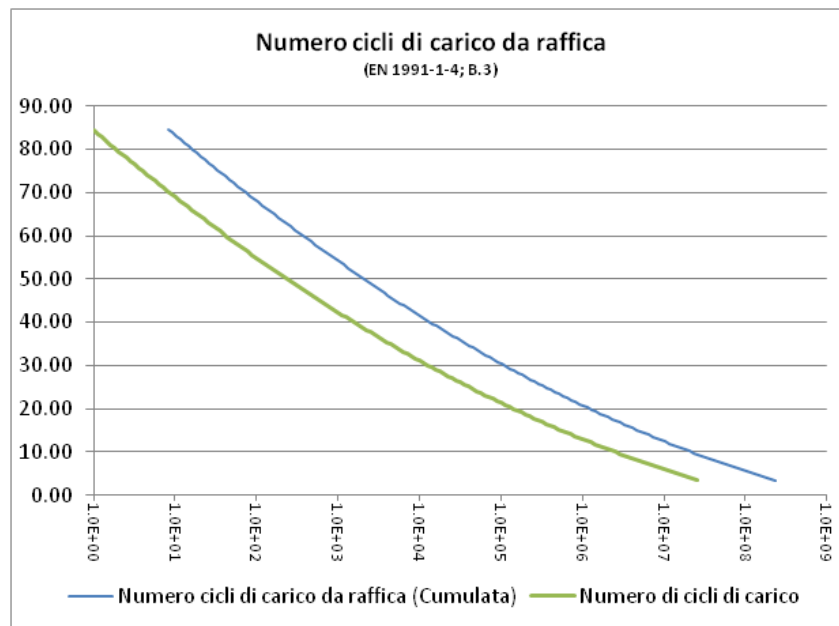


Figura 7-6 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata e non) per un effetto $\Delta S/S_k$

7.8.1.2 Cicli a rottura (N_i)

La resistenza a fatica per gli intervalli di variazione della tensione nominale è rappresentata da una serie di curve $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ e $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ (curve S-N di Wohler), che corrispondono a tipiche categorie di particolare costruttivo. Ogni categoria di particolare costruttivo è identificata da un numero che rappresenta, in N/mm², il valore di riferimento $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Attraverso l'ausilio delle **curve S-N di Wohler**, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

Equazioni per tensioni normali (v. Figura 5-7):

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 3 \quad \text{per} \quad N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 5 \quad \text{per} \quad 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_C$ è il limite di fatica per ampiezza costante

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\sigma_D = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D$$

$\Delta\sigma_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") oltre il quale la variazione di tensione è così bassa da risultare non influente.

Equazioni per tensioni tangenziali (v. Figura 5-8):

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m=5 \quad \text{per} \quad N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$

$\Delta\tau_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")

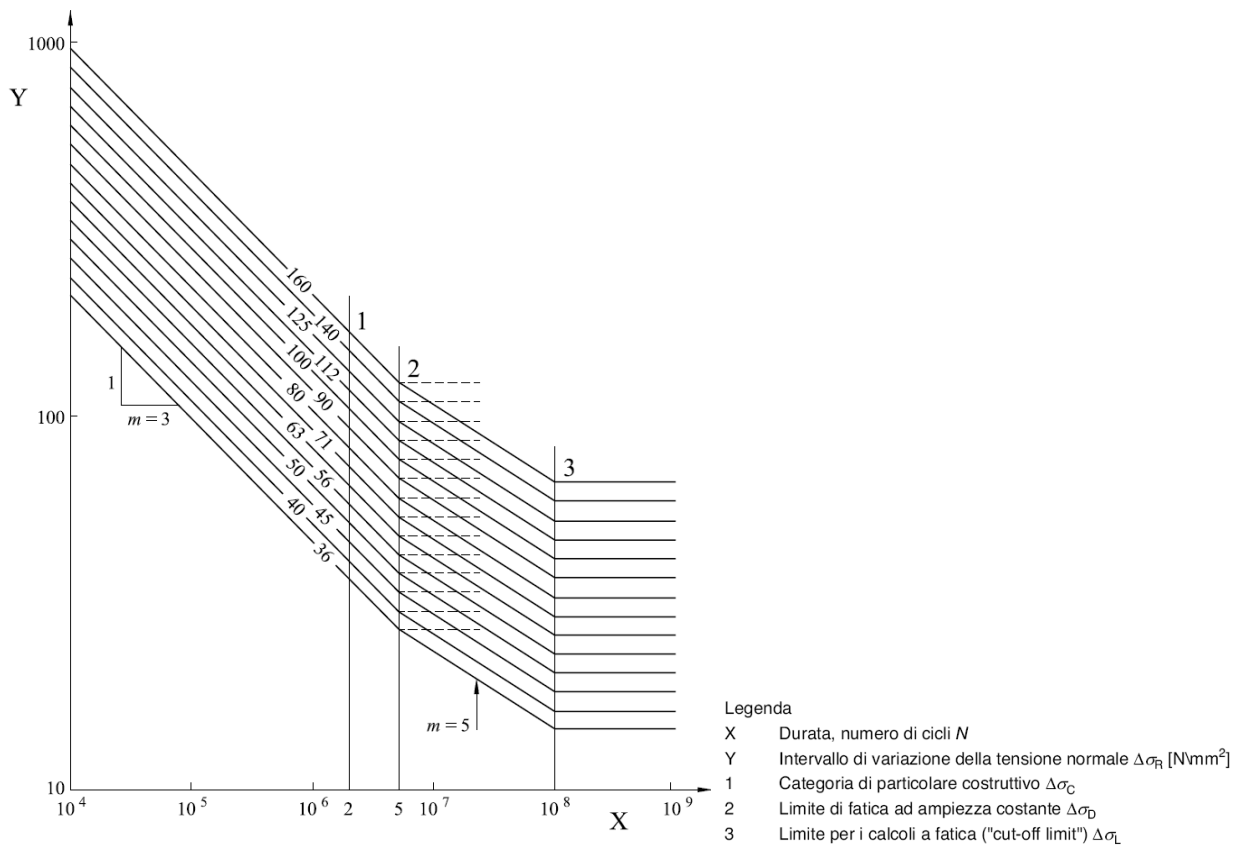


Figura 7-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

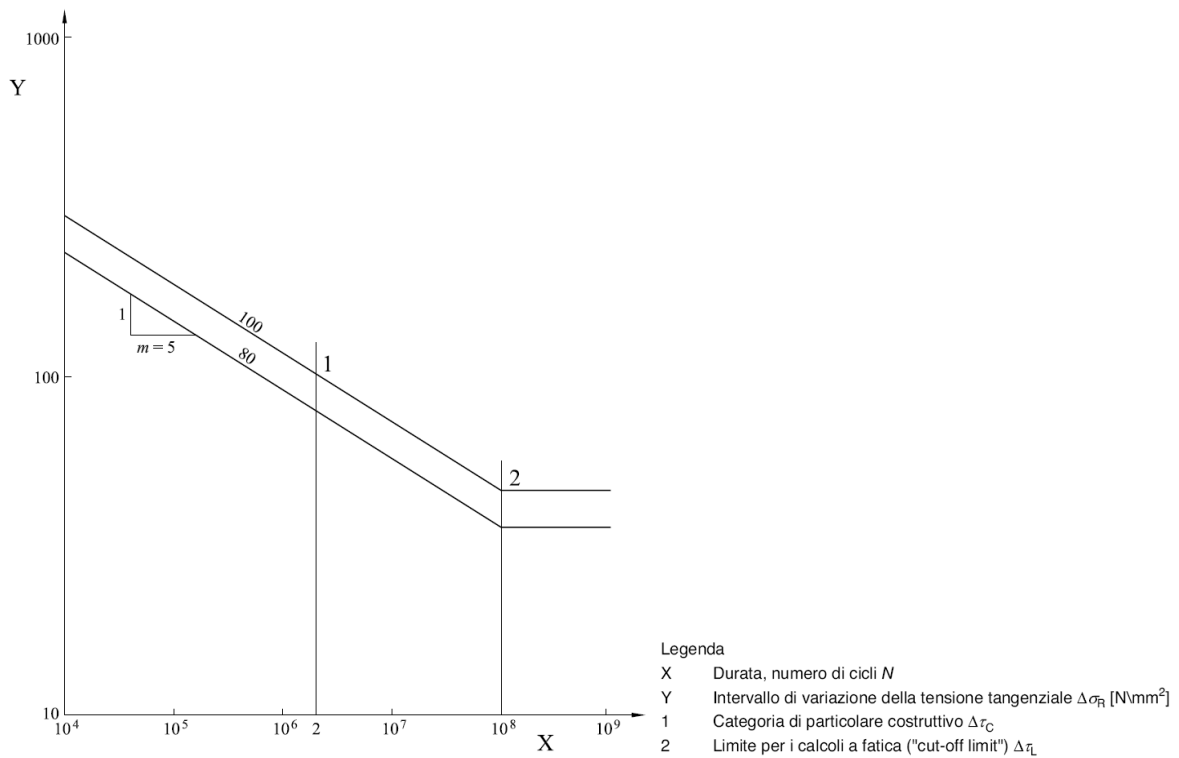


Figura 7-8 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

In Figura 5-9 si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

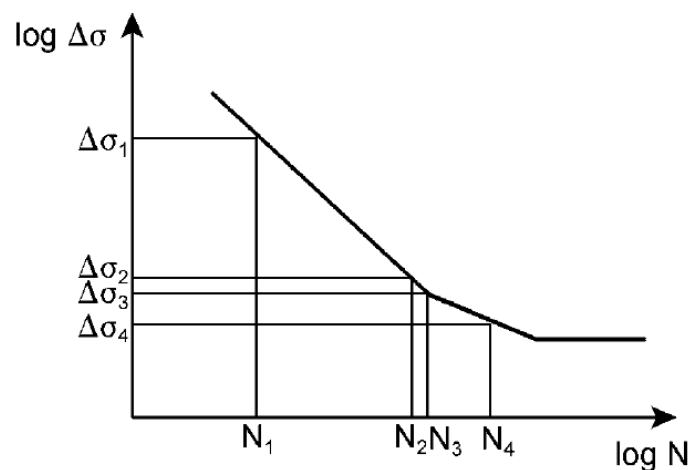
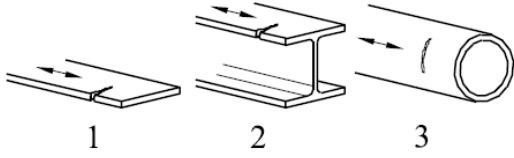
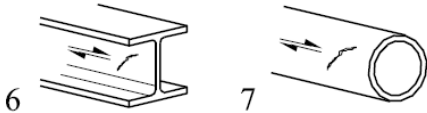


Figura 7-9 - Determinazione del numero di cicli a rottura per $\Delta\sigma$ assegnato

I valori di riferimento della resistenza a fatica per un numero di cicli pari a $N_C = 2$ milioni ($\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$) sono stabiliti dalla UNI EN 1993-1-9 § prosp. 8.1 ÷ 8.10:

PROFILATI (montanti)**Tabella 7-6 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p> 	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiere; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>

SALDATURE PIASTRA DI BASE**Tabella 7-7 - Da prospetto 8.5 - Collegamenti saldati a cordone d'angolo soggetti a carichi**

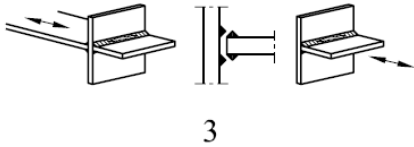
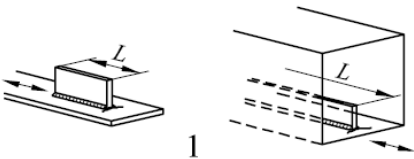
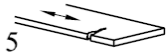
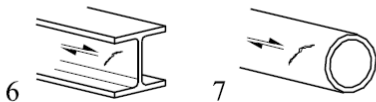
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>	<p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta \sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta \tau_w$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta \sigma$ nelle lamiere caricate.</p> <p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiere soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

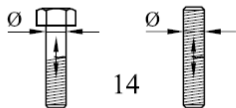
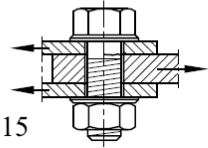
Tabella 7-8 - Da prospetto 8.4 - Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm	<p>Elementi collegati longitudinali:</p> <p>1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.</p> 	<p>Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.</p>
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		

PIASTRA DI BASE**Tabella 7-9 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio:</p> <p>5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi.</p> <p>Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>Particolari 4) e 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.
100 $m = 5$		<p>6) e 7)</p> <p>Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7):</p> <p>$\Delta \tau$ calcolati da:</p> $\tau = \frac{VS(t)}{lt}$

TIRAFONDI**Tabella 7-10 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
50		<p>14) Bulloni e barre aventi filettature laminata o tagliate soggette a trazione.</p> <p>Per grandi diametri (tirafondi) l'effetto scala deve essere preso in considerazione con k_s.</p>	<p>14) $\Delta \sigma$ calcolato utilizzando l'area resistente a trazione del bullone.</p> <p>Flessione e trazione causate da effetti leva e tensioni da flessione derivanti da altre fonti devono essere considerate.</p> <p>Per bulloni precaricati, la riduzione dell'intervallo di variazione della tensione può essere preso in considerazione.</p>
100 $m = 5$		<p>Bulloni sollecitati a taglio con sezione di taglio singola o doppia</p> <p>15)</p> <ul style="list-style-type: none"> - bulloni calibrati; - bulloni normali in assenza di inversione del carico (bulloni di classe 5.6, 8.8 o 10.9). 	<p>15)</p> <p>$\Delta \tau$ calcolata utilizzando l'area del gambo del bullone.</p>

N.B.: Nel caso in cui sia presente della **pretensione nei tirafondi** gli intervalli di variazione delle tensioni (oppure, reciprocamente, le sollecitazioni agenti) andranno modificati di un fattore che tenga conto della redistribuzione degli sforzi tra i tirafondi e la piastra di ancoraggio. Tale fattore (che "sgrava" l'effetto sui tirafondi) è garantito qualora la piastra in condizioni di esercizio non giunga a decompressione ed è quantificabile per elementi strutturali di dimensioni e materiali ordinari in circa $1/(8+1)$: in caso di pretensione la sollecitazione sul bullone in condizioni di fatica sarà portata a circa l'11% di quella di calcolo.

La sollecitazione di pretensione sarà considerata **solo in fase di verifica a fatica del tirafondo** previa verifica puntuale statica del pretiro nel tirafondo stesso.

Verifica a fatica MONTANTE

			MONTANTE															
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k								Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H4	2	HE 220 A	69.54	69.5	515200	2067	148.5	33.6	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	2.5	HE 220 A	69.54	55.6	515200	2067	148.5	26.9	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	3	HE 220 A	69.54	46.4	515200	2067	148.5	22.4	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	3.5	HE 220 A	69.54	39.7	515200	2067	148.5	19.2	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	4	HE 220 A	69.54	34.8	515200	2067	148.5	16.8	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	4.5	HE 220 A	67.32	29.9	515200	2067	143.7	14.5	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	5	HE 220 A	60.59	24.2	515200	2067	129.4	11.7	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
H4	5.5	HE 220 A	55.08	20.0	515200	2067	117.6	9.7	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica SALDATURE BASE

			SALDATURE															
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k								Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H4	2	HE 220 A	69.54	69.54	982918	5144	77.8	13.5	36.0	26.5	80.0	6.5%	8.7%	0.0%	0.0%			
H4	2.5	HE 220 A	69.54	55.63	982918	5144	77.8	10.8	36.0	26.5	80.0	6.5%	8.7%	0.0%	0.0%			
H4	3	HE 220 A	69.54	46.36	982918	5144	77.8	9.0	36.0	26.5	80.0	6.5%	8.7%	0.0%	0.0%			
H4	3.5	HE 220 A	69.54	39.74	982918	5144	77.8	7.7	36.0	26.5	80.0	6.5%	8.7%	0.0%	0.0%			
H4	4	HE 220 A	69.54	34.77	982918	5144	77.8	6.8	36.0	26.5	80.0	6.5%	8.7%	0.0%	0.0%			
H4	4.5	HE 220 A	67.32	29.92	982918	5144	75.3	5.8	36.0	26.5	80.0	5.4%	7.3%	0.0%	0.0%			
H4	5	HE 220 A	60.59	24.24	982918	5144	67.8	4.7	36.0	26.5	80.0	2.8%	3.8%	0.0%	0.0%			
H4	5.5	HE 220 A	55.08	20.03	982918	5144	61.6	3.9	36.0	26.5	80.0	1.6%	2.1%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica PIASTRA DI BASE

			PIASTRA															
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k								Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$			
	[m]		[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-			
H4	2	HE 220 A	18.23	180.1	93917	14105	194.1	12.8	125.0	92.1	100.0	0.8%	1.1%	0.0%	0.0%			
H4	2.5	HE 220 A	18.23	180.1	93917	14105	194.1	12.8	125.0	92.1	100.0	0.8%	1.1%	0.0%	0.0%			
H4	3	HE 220 A	18.23	180.1	93917	14105	194.1	12.8	125.0	92.1	100.0	0.8%	1.1%	0.0%	0.0%			
H4	3.5	HE 220 A	18.23	180.1	93917	14105	194.1	12.8	125.0	92.1	100.0	0.8%	1.1%	0.0%	0.0%			
H4	4	HE 220 A	18.23	180.1	93917	14105	194.1	12.8	125.0	92.1	100.0	0.8%	1.1%	0.0%	0.0%			
H4	4.5	HE 220 A	17.64	174.3	93917	14105	187.9	12.4	125.0	92.1	100.0	0.6%	0.9%	0.0%	0.0%			
H4	5	HE 220 A	15.88	156.9	93917	14105	169.1	11.1	125.0	92.1	100.0	0.3%	0.4%	0.0%	0.0%			
H4	5.5	HE 220 A	14.44	142.6	93917	14105	153.7	10.1	125.0	92.1	100.0	0.1%	0.2%	0.0%	0.0%			

in cui $M_{SLE} = \max(M_{comprr}; M_{teso})/1.5$ e $V_{SLE} = \max(V_{comprr}; V_{teso})/1.5$ determinati in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

Verifica a fatica TIRAFONDI

			TIRAFONDI															
			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k								Tensioni NORMALI				Tensioni TANGENZIALI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	N	V	A	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$				
	[m]		[kN]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	-	-	-	-				
H4	2	HE 220 A	60.0	11.6	192	34.7	60.4	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	2.5	HE 220 A	60.0	9.3	192	34.7	48.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	3	HE 220 A	60.0	7.7	192	34.7	40.2	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	3.5	HE 220 A	60.0	6.6	192	34.7	34.5	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	4	HE 220 A	60.0	5.8	192	34.7	30.2	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	4.5	HE 220 A	58.1	5.0	192	33.6	26.0	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	5	HE 220 A	52.3	4.0	192	30.3	21.0	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				
H4	5.5	HE 220 A	47.5	3.3	192	27.5	17.4	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%				

in cui $N = F_{t,Ed} \text{ az. sollecitante} / 1.5$ e $V = F_{v,Ed} / 1.5$ determinati in § 5.7.3.

8. Montante tipo I1

Oggetto della relazione sono le verifiche strutturali del montante metallico tipo I1 inteso come sistema composto da profilato, piastra di base con relativi irrigidenti saldati e tirafondi di ancoraggio. Le caratteristiche geometriche di tale sistema sono riportate al punto 5.7.1.

Il valore dell'azione caratteristica adottato nelle verifiche è stato determinato confrontando diversi valori di carico uniforme (pressione per interasse) agenti sul montante tali da provocare la crisi del sistema secondo i meccanismi di seguito elencati:

- raggiungimento della resistenza a flessione del profilato;
- raggiungimento del limite di instabilità flessionale del profilato;
- raggiungimento della resistenza a taglio del profilato;
- raggiungimento della deflessione massima ammissibile in sommità del profilato;
- raggiungimento della trazione di rottura nei tirafondi;
- raggiungimento della resistenza a flessione della piastra di base;
- raggiungimento della resistenza a compressione nel calcestruzzo sottostante la piastra di base.

Ulteriori meccanismi di crisi (rifollamento della piastra di base, verifica delle saldature del montante alla piastra di base, fatica delle membrature ecc.) non sono stati considerati ai fini del calcolo dell'azione massima in quanto non influenti sul dimensionamento, alla luce delle verifiche condotte.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori di carico uniforme associati a ciascuno dei meccanismi di crisi considerati, per la tipologia di montante in esame:

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Flessione			Instabilità		Taglio		
			W_{pl}	$M_{c,Rd}$	$P_{max\ linear}$ FLESSIONE	$M_{b,Rd}$	$P_{max, lineare}$ INST.	A_v	$V_{c,Rd}$	$P_{max, lineare}$ TAGLIO
		[m]	[m ³]	[kNm]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[m ²]	[kN]	[kN/m]
I1	IPE 330	3.5	8.04E-04	210.7	22.9	201.8	22.0	3.08E-03	465.9	88.7
I1	IPE 330	4	8.04E-04	210.7	17.6	199.0	16.6	3.08E-03	465.9	77.7
I1	IPE 330	4.5	8.04E-04	210.7	13.9	196.0	12.9	3.08E-03	465.9	69.0
I1	IPE 330	5	8.04E-04	210.7	11.2	192.8	10.3	3.08E-03	465.9	62.1
I1	IPE 330	5.5	8.04E-04	210.7	9.3	189.4	8.3	3.08E-03	465.9	56.5
I1	IPE 330	6	8.04E-04	210.7	7.8	185.7	6.9	3.08E-03	465.9	51.8
I1	IPE 330	6.5	8.04E-04	210.7	6.6	181.7	5.7	3.08E-03	465.9	47.8
I1	IPE 330	7	8.04E-04	210.7	5.7	177.4	4.8	3.08E-03	465.9	44.4

TIPOLOGIA MONTANTE	Profilato	Altezza barriera	Deformabilità		Piastra e tirafondi			
			def. max ammissibile	$P_{max\ linear}$ DEF.	$P_{max\ linear}$ TIRAFONDI	$P_{max\ linear}$ PIASTRA	$P_{max\ linear}$ σ_c CLS	
		[m]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
I1	IPE 330	3.5	23	30.7	42.0	42.7	18.6	
I1	IPE 330	4	27	20.6	33.0	32.7	14.2	
I1	IPE 330	4.5	30	14.5	26.6	25.8	11.2	
I1	IPE 330	5	33	10.5	21.9	20.9	9.1	
I1	IPE 330	5.5	37	7.9	18.4	17.3	7.5	
I1	IPE 330	6	40	6.1	15.6	14.5	6.3	
I1	IPE 330	6.5	43	4.8	13.5	12.4	5.4	
I1	IPE 330	7	47	3.8	11.7	10.7	4.6	

Per ciascun valore della altezza utile del montante viene individuato il minimo tra i valori calcolati del carico uniforme, inteso come carico "limite" e impiegato nelle verifiche.

In base a quanto illustrato, il valore limite individuato è da considerarsi come il massimo valore caratteristico dell'azione cui può essere sottoposto il montante. Le azioni sulle barriere dovute al vento, alla pressione dinamica veicolare ed allo spazzamento della neve dovranno quindi essere confrontate con questo valore per stabilire se il montante è in grado di rispondere ai criteri di verifica.

8.1 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- [93] . Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [94] . Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”
- [95] . Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [96] . D. M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- [97] . Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle ‘Nuove norme tecniche per le costruzioni’
- [98] . UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [99] . UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [100] .UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [101] .UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [102] .UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [103] .UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [104] .UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [105] .UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- [106] .UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- [107] .UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali
- [108] .UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici
- [109] .UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [110] .Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [111] .CNR 10011/97: - “Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- [112] .CNR 10012: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.
- [113] .CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [114] .CNR 10024: - Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- [115] .DMRB Volume 2 Section 2 Part 1 - BD 94/07 - Design of minor structures

8.2 Materiali

8.2.1 Carpenteria metallica

Acciai per carpenterie metalliche laminati

tipo **S275J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6

Tirafondi

barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

Rosette

acciaio **C50** UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40)

Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 8** della UNI 3740

Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori

Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche			S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾
f_t	R_m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]			≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	Tensione di snervamento [N/mm ²]			≥ 235 ⁽²⁾	≥ 275 ⁽²⁾	≥ 355 ⁽³⁾
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			≥ 24	≥ 21	≥ 20

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm².

Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².

BULLONI E DADI						
		Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	
DADI	4	5	6	8	10	

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

8.2.2 Calcestruzzo armato

PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} \geq 35.0$ MPa

resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} \geq 28.0$ MPa

Classe di esposizione XC2

8.3 Verifiche carpenteria metallica

Per le verifiche si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

- Verifiche di resistenza dei montanti
- Verifiche sistemi di ancoraggio
- Verifica delle saldature

S.L.E.

- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

S.L.Fatica

- Verifica a fatica dei singoli dettagli

8.4 Classificazione delle sezioni

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determina la classe del montante in oggetto:

Acciaio S275

ε 0.92 -

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Anima							Flangia			
		h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe	b	cb	c/(t*eps)	classe
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	
I1	IPE 330	330	11.5	18	7.5	271	39.09	1	160	58.25	5.48	1

Si può riscontrare come la tipologia di profilato utilizzata per il montante ricada nella classe 1.

8.5 Carico uniforme limite di dimensionamento del montante tipo I1

Il massimo valore di carico uniforme che porta alla crisi del sistema montante-piastra-tirafondi, in funzione dell'altezza della barriera, come descritto in precedenza, è riportato nella tabella seguente, insieme al relativo meccanismo di crisi.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	Meccanismo di crisi dimensionante
	[m]		[kN/m]	-
I1	3.5	IPE 330	18.566	compressione CLS
I1	4	IPE 330	14.215	compressione CLS
I1	4.5	IPE 330	11.231	compressione CLS
I1	5	IPE 330	9.097	compressione CLS
I1	5.5	IPE 330	7.518	compressione CLS
I1	6	IPE 330	6.103	deformabilità
I1	6.5	IPE 330	4.800	deformabilità
I1	7	IPE 330	3.843	deformabilità

Tali valori sono stati confrontati con il valore di *pressione dinamica veicolare* (0.8kN/m^2 secondo UNI-EN 1794-1) agente nelle zone di bordo (interasse 3m) e nelle zone correnti (interasse 4m), che induce un carico lineare rispettivamente pari a 2.4 e 3.2 kN/m. Entrambi i valori risultano inferiori al valore di carico uniforme limite calcolato per tutte le altezze prese in considerazione; si può affermare che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico uniforme limite risultano soddisfatte a fronte del carico indotto sul profilo dalla pressione dinamica veicolare.

Per quanto riguarda le azioni dovute allo *spazzamento* della neve (forza concentrata pari a 15 kN applicati all'altezza di 1.5 m al di sopra del livello stradale, come prescritto dalla UNI-EN 1794-1) si sono confrontati i relativi valori di momento e taglio alla base del montante con quelli calcolati a partire dai valori di carico uniforme limite. Questi ultimi sono risultati maggiori dei primi per tutte le altezze considerate, determinando che le verifiche del sistema montante nei confronti delle azioni da spazzamento sono anch'esse verificate.

Anche per quanto concerne la deformabilità del sistema, le azioni da spazzamento provocano una deflessione in testa al montante ($\text{def}_{\text{spazzamento}}$) inferiore a quella provocata dal valore di carico limite calcolato (def_{pmax}). Ne consegue che le verifiche condotte impiegando l'azione del carico limite risultano soddisfatte a fronte dell'azione di spazzamento anche per quanto riguarda la deformabilità.

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.} [m]	profilato	p _{max} [kN/m]	Sollecitazioni caratteristiche base mont.				def _{pmax} [mm]	def _{spazzamento} [mm]
				Sollecitazioni dovute al carico limite		Sollecitazioni dovute allo spazzamento			
				V [kN]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]		
I1	3.5	IPE 330	18.566	64.98	113.72	15	22.5	14.1	2.05
I1	4	IPE 330	14.215	56.86	113.72	15	22.5	18.4	2.39
I1	4.5	IPE 330	11.231	50.54	113.72	15	22.5	23.3	2.73
I1	5	IPE 330	9.097	45.49	113.72	15	22.5	28.8	3.07
I1	5.5	IPE 330	7.518	41.35	113.72	15	22.5	34.8	3.41
I1	6	IPE 330	6.103	36.62	109.85	15	22.5	40.0	3.76
I1	6.5	IPE 330	4.800	31.20	101.40	15	22.5	43.3	4.10
I1	7	IPE 330	3.843	26.90	94.16	15	22.5	46.7	4.44

8.6 Verifiche di resistenza dei montanti

8.6.1 Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per una sezione di classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

γ_{M0} (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) 1.05 -

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	W _{pl}	M _{c,Rd}	M _{Ed} /M _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[kNm]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	170.58	8.04E-04	210.7	81.0%
I1	4	IPE 330	14.215	170.58	8.04E-04	210.7	81.0%
I1	4.5	IPE 330	11.231	170.58	8.04E-04	210.7	81.0%
I1	5	IPE 330	9.097	170.58	8.04E-04	210.7	81.0%
I1	5.5	IPE 330	7.518	170.58	8.04E-04	210.7	81.0%
I1	6	IPE 330	6.103	164.78	8.04E-04	210.7	78.2%
I1	6.5	IPE 330	4.800	152.10	8.04E-04	210.7	72.2%
I1	7	IPE 330	3.843	141.24	8.04E-04	210.7	67.0%

8.6.2 Verifica ad instabilità flessio-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flessio-torsionale come segue:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y = W_{pl}$ per sezioni trasversali di classe 1 e 2

χ_{LT} : coefficiente di instabilità flessio-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il coefficiente di imperfezione α_{LT} è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 8-1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 8-2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a I laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a I saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso in esame si adotta: $\alpha_{LT} = 0.21$

M_{cr} : momento critico elastico per l'instabilità flessio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle condizioni di carico e l'effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico M_{cr} è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

J_z : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

I_w : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo tipo IPE o HE vale:

$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e t_f lo spessore dell'ala;

I_t : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

z_g : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v. Figura 5-1). Se l'azione, viceversa, agisce dal basso verso l'alto, il segno sarà negativo.

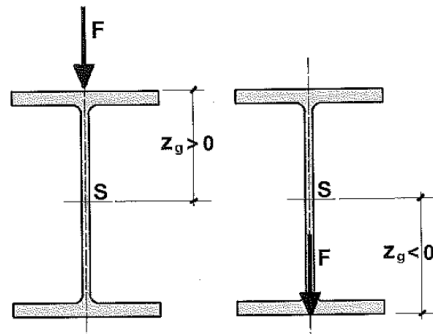


Figura 8-1 - Punto di applicazione del carico

k : coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

k_w : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

C_1 e C_2 sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti C_1 e C_2 si ricavano dalla Tabella 5-3 nella quale il valore di K da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z (H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 8-3 - Valori di C_1 e C_2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C_1	C_2	
		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
CONCENTRATO	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + 0.033 \times K^2$
DISTRIBUITO	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + 0.020 \times K^2$

Le verifiche ad instabilità flesso-torsionale sono riportate di seguito:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	M _{b,Rd}	M _{Ed} /M _{b,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kNm]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	170.58	201.84	84.5%
I1	4	IPE 330	14.215	170.58	199.00	85.7%
I1	4.5	IPE 330	11.231	170.58	196.00	87.0%
I1	5	IPE 330	9.097	170.58	192.79	88.5%
I1	5.5	IPE 330	7.518	170.58	189.36	90.1%
I1	6	IPE 330	6.103	164.78	185.67	88.8%
I1	6.5	IPE 330	4.800	152.10	181.69	83.7%
I1	7	IPE 330	3.843	141.24	177.43	79.6%

8.6.3 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{dove la resistenza di calcolo a taglio } V_{c,Rd}, \text{ in assenza di torsione, vale:}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio A_v, per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari al valore massimo tra:

$$A_v = h \cdot t_w \quad \text{e} \quad A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	V _{Ed}	V _{c,Rd}	V _{Ed} /V _{c,Rd}
	[m]		[kN/m]	[kN]	[kNm]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	97.5	465.9	20.9%
I1	4	IPE 330	14.215	85.3	465.9	18.3%
I1	4.5	IPE 330	11.231	75.8	465.9	16.3%
I1	5	IPE 330	9.097	68.2	465.9	14.6%
I1	5.5	IPE 330	7.518	62.0	465.9	13.3%
I1	6	IPE 330	6.103	54.9	465.9	11.8%
I1	6.5	IPE 330	4.800	46.8	465.9	10.0%
I1	7	IPE 330	3.843	40.4	465.9	8.7%

Poiché il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio V_{c,Rd} si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente $\eta = 1.00$, si ottiene:

Tabella 8-4 - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

TIPOLOGIA MONTANTE	Sezione	Instabilità anima		
		hw / t	72 x e / h	verifica
		[-]	[-]	
I1	IPE 330	44.0	67.48	No instab. Anima

Per la tipologia di profilato utilizzata non si rendono necessarie le verifiche ad instabilità dell'anima.

8.6.4 Verifica tensionale in esercizio

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente M_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio V_{BF} :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{SLE_rara}	W _{EI}	$\sigma_{x,Ed}$	V _{SLE_rara}	A _v	τ_{Ed}	σ_{id}	σ_{adm}	σ_{id}/σ_{adm}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[m ³]	[MPa]	[kN]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	113.72	7.13E-04	159.5	65.0	3.08E-03	21.1	163.6	261.90	62.5%
I1	4	IPE 330	14.215	113.72	7.13E-04	159.5	56.9	3.08E-03	18.5	162.6	261.90	62.1%
I1	4.5	IPE 330	11.231	113.72	7.13E-04	159.5	50.5	3.08E-03	16.4	162.0	261.90	61.8%
I1	5	IPE 330	9.097	113.72	7.13E-04	159.5	45.5	3.08E-03	14.8	161.5	261.90	61.7%
I1	5.5	IPE 330	7.518	113.72	7.13E-04	159.5	41.4	3.08E-03	13.4	161.2	261.90	61.5%
I1	6	IPE 330	6.103	109.85	7.13E-04	154.1	36.6	3.08E-03	11.9	155.4	261.90	59.3%
I1	6.5	IPE 330	4.800	101.40	7.13E-04	142.2	31.2	3.08E-03	10.1	143.3	261.90	54.7%
I1	7	IPE 330	3.843	94.16	7.13E-04	132.0	26.9	3.08E-03	8.7	132.9	261.90	50.7%

8.6.5 Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione massima cui il montante tipo può essere sottoposto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	J	def _{pmax}	def _{adm}	def _{pmax} /def _{adm}
	[m]		[kN/m]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	1.18E-04	14.1	23.3	60.4%
I1	4	IPE 330	14.215	1.18E-04	18.4	26.7	69.0%
I1	4.5	IPE 330	11.231	1.18E-04	23.3	30.0	77.6%
I1	5	IPE 330	9.097	1.18E-04	28.8	33.3	86.3%
I1	5.5	IPE 330	7.518	1.18E-04	34.8	36.7	94.9%
I1	6	IPE 330	6.103	1.18E-04	40.0	40.0	100.0%
I1	6.5	IPE 330	4.800	1.18E-04	43.3	43.3	100.0%
I1	7	IPE 330	3.843	1.18E-04	46.7	46.7	100.0%

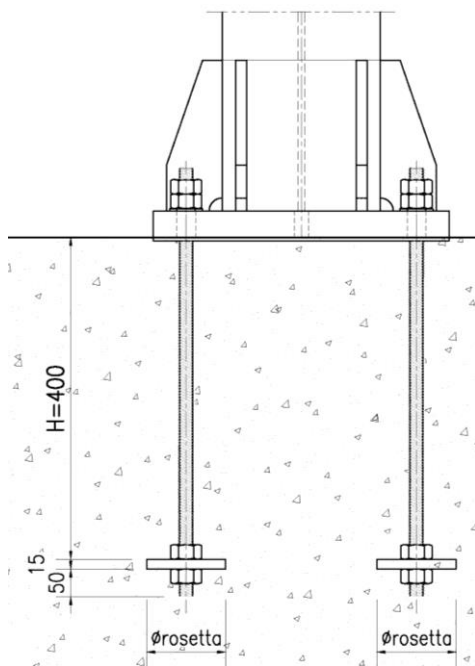
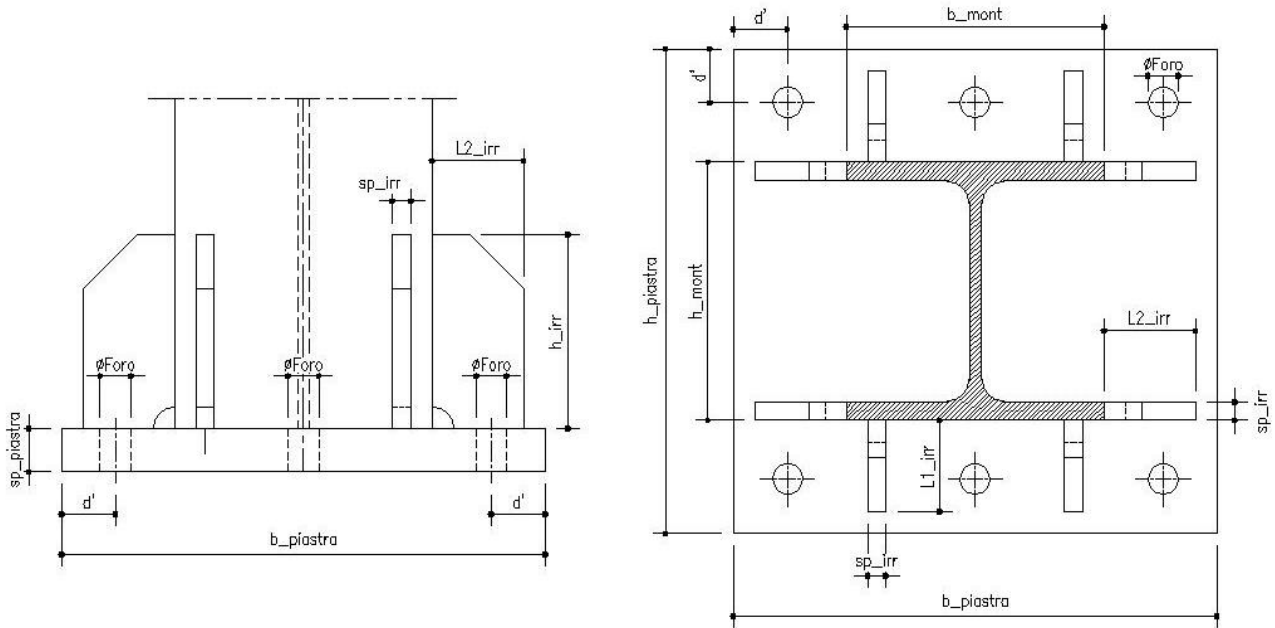
8.7 Verifiche sistemi di ancoraggio

8.7.1 Caratteristiche geometriche

Tutte le tipologie di montanti sono dotate di piastre di ancoraggio, fazzoletti di rinforzo e 6 tirafondi (classe 8.8).

Si analizzano le sollecitazioni agenti su tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente di tipo standard.

Il montante oggetto di verifica è caratterizzato dalle seguenti grandezze geometriche:



		MONTANTE TIPO I1
tipologia di profilato		IPE 330
h_{mont}	[mm]	330
b_{mont}	[mm]	160
$b_{piastra}$	[mm]	380
$h_{piastra}$	[mm]	530
$sp_{piastra}$	[mm]	45
d'	[mm]	50
\varnothing tirafondo	[mm]	27
\varnothing foro	[mm]	28.5
sp_{irr}	[mm]	12
h_{irr}	[mm]	180
L_{1irr}	[mm]	80
L_{2irr}	[mm]	90
\varnothing rosetta	[mm]	150
$sp_{rosetta}$	[mm]	15
$\sigma_{pretiro}$	[MPa]	407.3
M_{serr}	[Nm]	808

8.7.2 Analisi dei carichi

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ($\sigma_{c,max}$) e di trazione nel tirafondo ($\sigma_{s,max}$) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa (V_{COMPR} e M_{COMPR} su sez. a-a) e dalla parte tesa (V_{TESO} e M_{TESO} su sez. b-b) - v. Figura 5-2.

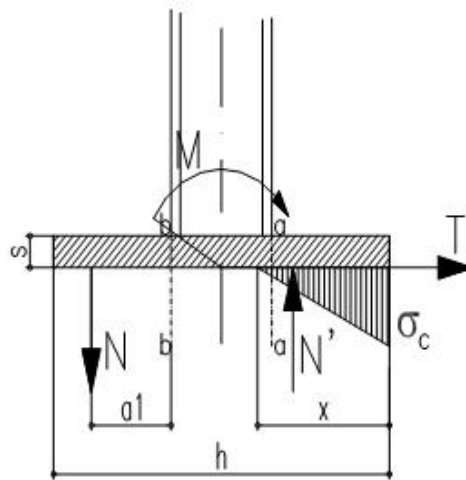


Figura 8-2 - Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad ; \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

Tabella 8-5 – Sollecitazioni massime sbalzo piastra

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	X _{asse neutro}	σ _c	σ _s	σ _{c lembo}	V _{compr.}	M _{compr.}	V _{teso}	M _{teso}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
I1	3.5	IPE 330	18.566	170.58	97.5	124	-16.46	282.47	-3.22	374.0	21.9	389.0	19.4
I1	4	IPE 330	14.215	170.58	85.3	124	-16.46	282.47	-3.22	374.0	21.9	389.0	19.4
I1	4.5	IPE 330	11.231	170.58	75.8	124	-16.46	282.47	-3.22	374.0	21.9	389.0	19.4
I1	5	IPE 330	9.097	170.58	68.2	124	-16.46	282.47	-3.22	374.0	21.9	389.0	19.4
I1	5.5	IPE 330	7.518	170.58	62.0	124	-16.46	282.47	-3.22	374.0	21.9	389.0	19.4
I1	6	IPE 330	6.103	164.78	54.9	124	-15.90	272.87	-3.11	361.3	21.2	375.7	18.8
I1	6.5	IPE 330	4.800	152.10	46.8	124	-14.68	251.88	-2.88	333.5	19.5	346.8	17.3
I1	7	IPE 330	3.843	141.24	40.4	124	-13.63	233.89	-2.67	309.7	18.1	322.1	16.1

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui σ_s è il massimo tra la tensione di trazione trasmessa dalla piastra ed il valore di pretiro del tirafondo.

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare un'azione di pretiro pari all'80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1.)

La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente k=0.16.

8.7.3 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni F_{v,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$, f_{tb} \text{ (classe 8.8) } \dots\dots\dots 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} \dots\dots\dots 1.25 \text{ -}$$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione F_{t,Rd} può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

$$F_{t,Rd} = \min \{ F_{t,Rd_TIRAFONDO} ; B_{p,Rd} \}$$

Resistenza a punzonamento della piastra:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	A _{tirafondo}	F _{t,Ed} pretiro	F _{t,Ed} az. sollecitante	F _{t,Ed,max}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}	F _{t,Rd,min}	F _{v,Ed}	F _{v,Rd}	F _{t,Ed} /F _{t,Rd}	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}	Ver. combinata Taglio-Trazione
	[m]		[kN/m]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	%	%	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	459	186.9	129.7	186.9	264.4	503.8	264.4	16.2	176.3	70.7%	9.2%	59.7%
I1	4	IPE 330	14.215	459	186.9	129.7	186.9	264.4	503.8	264.4	14.2	176.3	70.7%	8.1%	58.6%
I1	4.5	IPE 330	11.231	459	186.9	129.7	186.9	264.4	503.8	264.4	12.6	176.3	70.7%	7.2%	57.7%
I1	5	IPE 330	9.097	459	186.9	129.7	186.9	264.4	503.8	264.4	11.4	176.3	70.7%	6.5%	57.0%
I1	5.5	IPE 330	7.518	459	186.9	129.7	186.9	264.4	503.8	264.4	10.3	176.3	70.7%	5.9%	56.4%
I1	6	IPE 330	6.103	459	186.9	125.2	186.9	264.4	503.8	264.4	9.2	176.3	70.7%	5.2%	55.7%
I1	6.5	IPE 330	4.800	459	186.9	115.6	186.9	264.4	503.8	264.4	7.8	176.3	70.7%	4.4%	54.9%
I1	7	IPE 330	3.843	459	186.9	107.4	186.9	264.4	503.8	264.4	6.7	176.3	70.7%	3.8%	54.3%

8.7.4 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5) si verifica a flessione e taglio SLU la sola piastra di base.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 ; \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed,max}	W _{pl} piastra	M _{pl} piastra	M _{Ed,max} /M _{pl}	V _{Ed,max}	A _v piastra	V _{pl} piastra	V _{Ed,max} /V _{pl}
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[mm ³]	[kNm]	%	[kN]	[mm ²]	[kN]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	21.9	192375	50.4	43.5%	389.0	13253	2004	19.4%
I1	4	IPE 330	14.215	21.9	192375	50.4	43.5%	389.0	13253	2004	19.4%
I1	4.5	IPE 330	11.231	21.9	192375	50.4	43.5%	389.0	13253	2004	19.4%
I1	5	IPE 330	9.097	21.9	192375	50.4	43.5%	389.0	13253	2004	19.4%
I1	5.5	IPE 330	7.518	21.9	192375	50.4	43.5%	389.0	13253	2004	19.4%
I1	6	IPE 330	6.103	21.2	192375	50.4	42.0%	375.7	13253	2004	18.8%
I1	6.5	IPE 330	4.800	19.5	192375	50.4	38.8%	346.8	13253	2004	17.3%
I1	7	IPE 330	3.843	18.1	192375	50.4	36.0%	322.1	13253	2004	16.1%

in cui $M_{Ed,max} = \max(M_{compr.}; M_{teso})$ e $V_{Ed,max} = \max(V_{compr.}; V_{teso})$ determinati in § 5.7.2.

8.7.5 Verifica a rifollamento della piastra di base

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

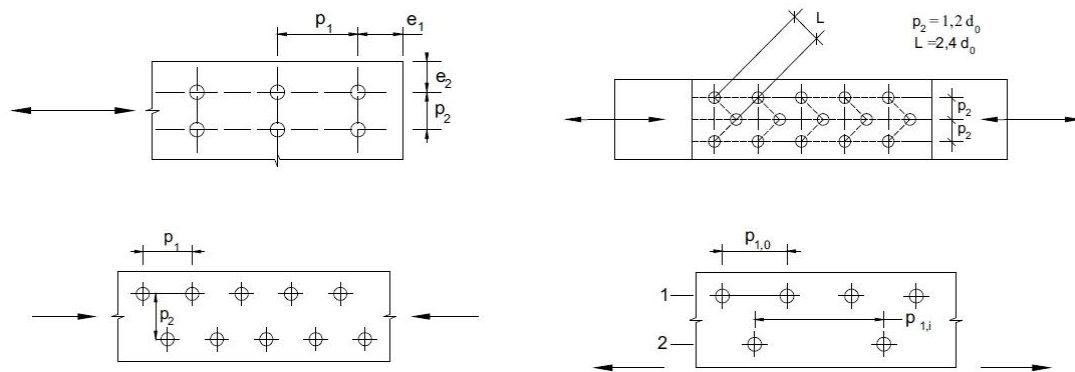


Figura 8-3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

d diametro nominale del gambo del bullone

d_0 diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

t spessore della piastra collegata

f_{tk} resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \text{minimo tra } \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \text{minimo tra } \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Figura 5-3.

TIPOLOGIA MONTANTE	$H_{barr.}$	profilato	p_{max}	$S_{piastra}$	d_{bordo}	\varnothing_{foro}	k_{rif}	α_{rif}	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Ed}$	$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$
	[m]		[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	[kN]	[kN]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	16.2	2.7%
I1	4	IPE 330	14.215	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	14.2	2.3%
I1	4.5	IPE 330	11.231	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	12.6	2.1%
I1	5	IPE 330	9.097	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	11.4	1.9%
I1	5.5	IPE 330	7.518	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	10.3	1.7%
I1	6	IPE 330	6.103	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	9.2	1.5%
I1	6.5	IPE 330	4.800	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	7.8	1.3%
I1	7	IPE 330	3.843	45	50	28.5	2.5	0.58	611.1	6.7	1.1%

8.7.6 Verifica dei fazzoletti di irrigidimento dei montanti

Si fa riferimento ai fazzoletti posti sui lati in trazione e in compressione della piastra di base i quali si ipotizza che vengano caricati con le sollecitazioni massime determinate in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo flessionale $\sigma_{x,Ed}$ e di taglio τ_{Ed} si ricavano rispettivamente in base al momento flettente M_{BF} e al taglio V_{BF} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}} \quad ; \quad \tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	n° irr	h _{irr}	S _{irr}	A _{v irr}	W _{el irr}	M _{Ed,max}	V _{Ed,max}	σ _{id}	σ _{adm}	σ _{id} / σ _{adm}
	[m]		[kN/m]	-	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	2	180	12	5400	323661	21.9	389.0	142	262	54.2%
I1	4	IPE 330	14.215	2	180	12	5400	323661	21.9	389.0	142	262	54.2%
I1	4.5	IPE 330	11.231	2	180	12	5400	323661	21.9	389.0	142	262	54.2%
I1	5	IPE 330	9.097	2	180	12	5400	323661	21.9	389.0	142	262	54.2%
I1	5.5	IPE 330	7.518	2	180	12	5400	323661	21.9	389.0	142	262	54.2%
I1	6	IPE 330	6.103	2	180	12	5400	323661	21.2	375.7	137	262	52.3%
I1	6.5	IPE 330	4.800	2	180	12	5400	323661	19.5	346.8	127	262	48.3%
I1	7	IPE 330	3.843	2	180	12	5400	323661	18.1	322.1	118	262	44.9%

8.7.7 Verifica delle saldature

Le saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di base, sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Nell'ambito della verifica, sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

Verifica 2:

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I valori di β_1 β_2 sono in funzione della tipologia di acciaio:

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0.85	0.7	0.62
β_2	1.0	0.85	0.75

Verifica 1

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_1	σ_{sald_1}	σ_{adm_1}	ver_1
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	170.58	97.5	4913	1361185	125.3	19.8	0.7	127	193	65.9%
I1	4	IPE 330	14.215	170.58	85.3	4913	1361185	125.3	17.4	0.7	127	193	65.7%
I1	4.5	IPE 330	11.231	170.58	75.8	4913	1361185	125.3	15.4	0.7	126	193	65.6%
I1	5	IPE 330	9.097	170.58	68.2	4913	1361185	125.3	13.9	0.7	126	193	65.5%
I1	5.5	IPE 330	7.518	170.58	62.0	4913	1361185	125.3	12.6	0.7	126	193	65.4%
I1	6	IPE 330	6.103	164.78	54.9	4913	1361185	121.1	11.2	0.7	122	193	63.2%
I1	6.5	IPE 330	4.800	152.10	46.8	4913	1361185	111.7	9.5	0.7	112	193	58.3%
I1	7	IPE 330	3.843	141.24	40.4	4913	1361185	103.8	8.2	0.7	104	193	54.1%

Verifica 2

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	p _{max}	M _{Ed}	V _{Ed}	A _v sald	W _{el} sald	$\sigma_{\perp} = n_{\perp}$	$\tau_{//}$	β_2	σ_{ig_2}	σ_{ig_2}	ver_2
	[m]		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	%
I1	3.5	IPE 330	18.566	170.58	97.5	4913	1361185	125.3	19.8	0.85	145	234	62.1%
I1	4	IPE 330	14.215	170.58	85.3	4913	1361185	125.3	17.4	0.85	143	234	61.0%
I1	4.5	IPE 330	11.231	170.58	75.8	4913	1361185	125.3	15.4	0.85	141	234	60.2%
I1	5	IPE 330	9.097	170.58	68.2	4913	1361185	125.3	13.9	0.85	139	234	59.6%
I1	5.5	IPE 330	7.518	170.58	62.0	4913	1361185	125.3	12.6	0.85	138	234	59.0%
I1	6	IPE 330	6.103	164.78	54.9	4913	1361185	121.1	11.2	0.85	132	234	56.6%
I1	6.5	IPE 330	4.800	152.10	46.8	4913	1361185	111.7	9.5	0.85	121	234	51.9%
I1	7	IPE 330	3.843	141.24	40.4	4913	1361185	103.8	8.2	0.85	112	234	47.9%

8.7.8 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo schacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cls} = F_{tEd_max} / A_{ros} < f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	F _{t,Ed_max}	∅ _{rosetta}	σ _{schiacc}	f _{cd}	σ _{schiacc} / f _{cd}
	[m]		[kN]	[mm]	[MPa]	[MPa]	%
I1	3.5	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	4	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	4.5	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	5	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	5.5	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	6	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	6.5	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%
I1	7	IPE 330	186.9	150	10.6	16.5	64.3%

8.8 Verifiche a fatica

8.8.1 Carichi di fatica (F)

Per le strutture in oggetto, di geometria relativamente snella e realizzate con profilati saldati e con giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In particolare, in base a quanto riportato nella Normativa britannica BD 94/07 § Annex B, l'unica azione a fatica per strutture che non presentano proiezione orizzontale sulla carreggiata risulta essere quella dovuta alle raffiche di vento.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del **metodo del danneggiamento cumulativo** (EN 1993-1-9; Allegato A): a partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$$\Delta\sigma_i = \left| \sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min} \right|$$

ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

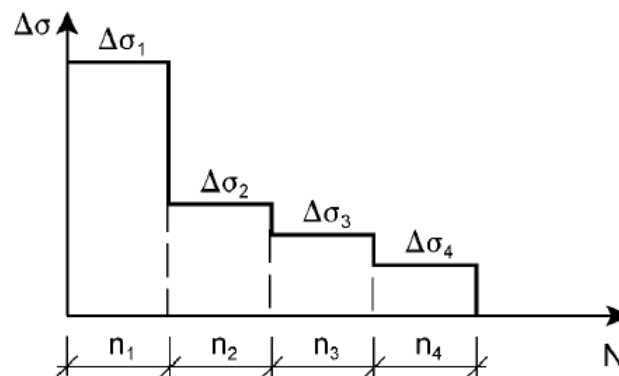


Figura 8-4 - Spettro di variazione delle tensioni

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

Formula di Palmgren-Miner

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

n_i : cicli reali di sollecitazione per un dato intervallo di variazione di tensione

N_i : cicli a rottura per un dato intervallo di variazione di tensione

La valutazione della fatica deve essere basata sul **metodo della "vita sicura"** (metodo "safe life") come previsto dalla UNI EN 1794-1 § A.2.3.2.

Il coefficiente parziale di sicurezza per intervalli di variazione della tensione equivalente $\gamma_{F,f}$ è assunto pari a **1.00**.

Dal Prospetto 3.1 della Norma UNI EN 1993-1-9 si ricava il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} per resistenza a fatica $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\tau_c$ pari a **1.35** (metodo "vita sicura" + "alte conseguenze" per collasso).

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \cdot \gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

8.8.1.1 Cicli reali di sollecitazione (n_i)

Le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

Il numero di carichi per la risposta dinamica, descritti al punto B.3 della Norma EN 1991 -1 -4, sono rappresentati nella Figura 5-5, la quale mostra il numero di volte N_g , che il valore ΔS di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un intervallo di 50 anni.

ΔS è espresso come una percentuale del valore S_k , dove S_k è l'effetto causato dall'azione del vento con un intervallo di ritorno di 50 anni.

La relazione tra $\Delta S/S_k$ e N_g è fornita dall'equazione seguente:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0.7 \cdot [\log(N_g)]^2 - 17.4 \cdot \log(N_g) + 100$$

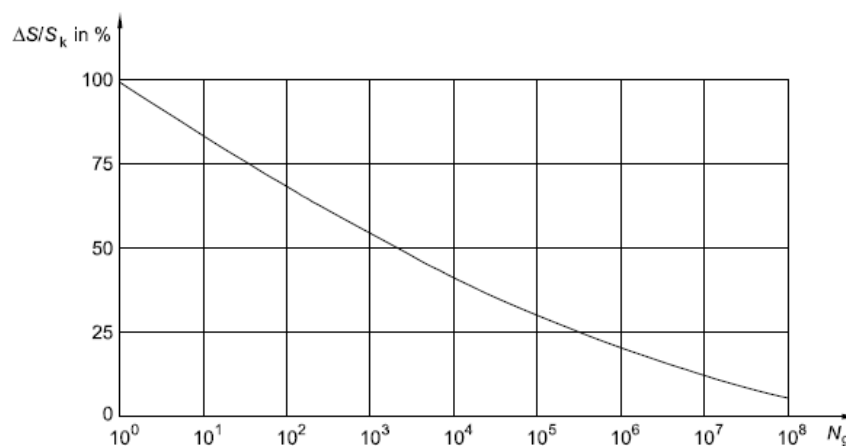


Figura 8-5 - Numero di cicli di carico da raffica N_g per un effetto $\Delta S/S_k$ durante un intervallo di 50 anni

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 150 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante. I numeri di cicli reali (non cumulati) per una data percentuale di variazione di carico si ottengono per differenza tra due intervalli successivi (v. Figura 5-6).

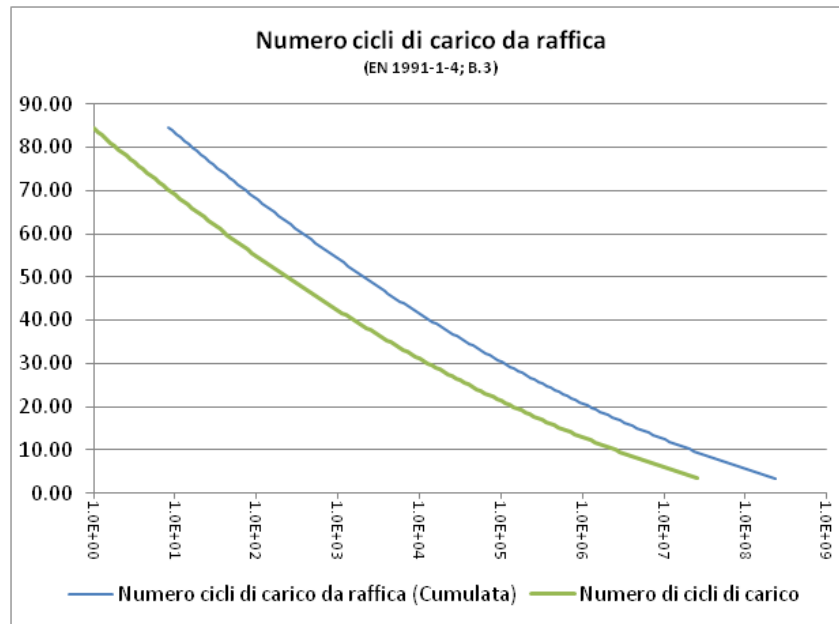


Figura 8-6 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata e non) per un effetto $\Delta S/S_k$

8.8.1.2 Cicli a rottura (N_i)

La resistenza a fatica per gli intervalli di variazione della tensione nominale è rappresentata da una serie di curve $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ e $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ (curve S-N di Wohler), che corrispondono a tipiche categorie di particolare costruttivo. Ogni categoria di particolare costruttivo è identificata da un numero che rappresenta, in N/mm², il valore di riferimento $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Attraverso l'ausilio delle **curve S-N di Wohler**, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

Equazioni per tensioni normali (v. Figura 5-7):

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 3 \quad \text{per} \quad N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m = 5 \quad \text{per} \quad 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \cdot \Delta\sigma_C = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_C$ è il limite di fatica per ampiezza costante

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\sigma_D = 0.549 \cdot \Delta\sigma_D$$

$\Delta\sigma_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit") oltre il quale la variazione di tensione è così bassa da risultare non influente.

Equazioni per tensioni tangenziali (v. Figura 5-8):

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{con} \quad m=5 \quad \text{per} \quad N \leq 10^8$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0.457 \cdot \Delta\tau_C$$

$\Delta\tau_L$ è il limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")

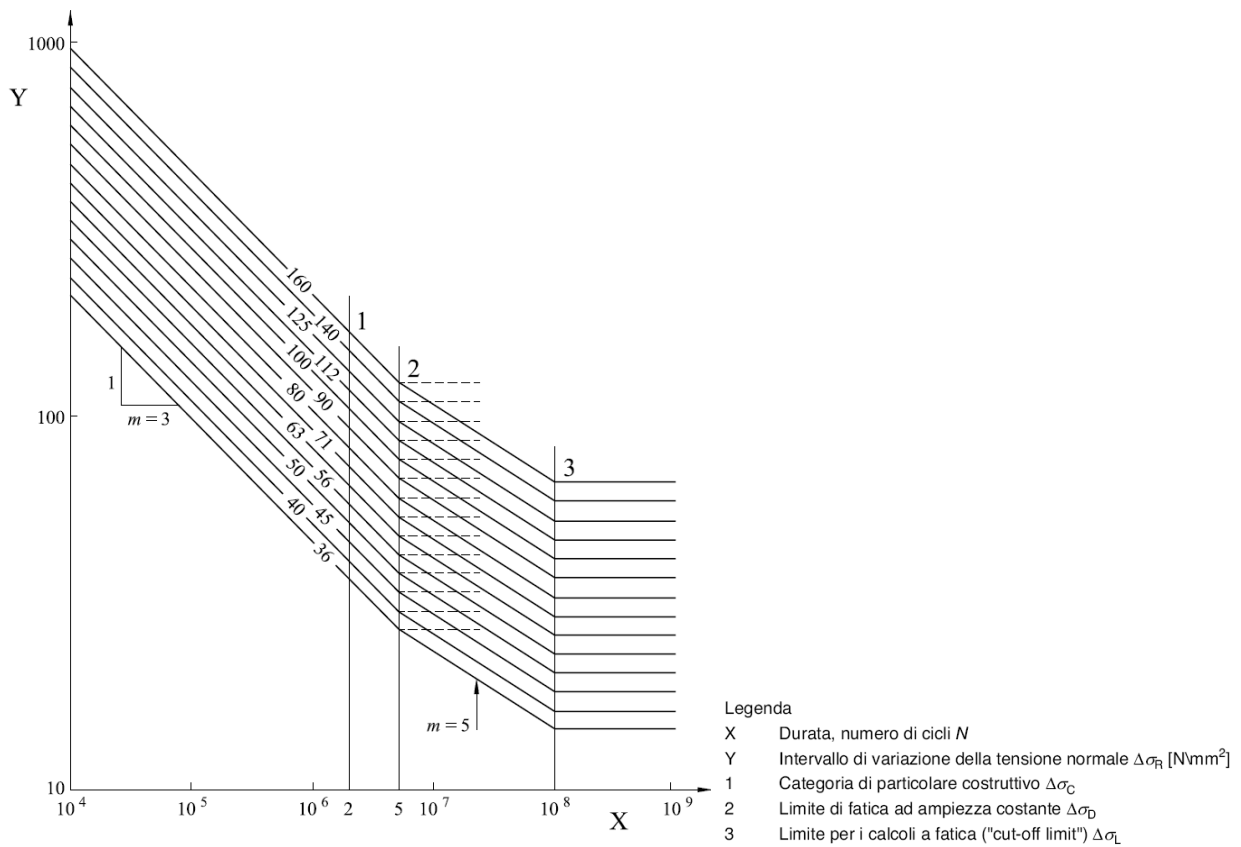


Figura 8-7 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

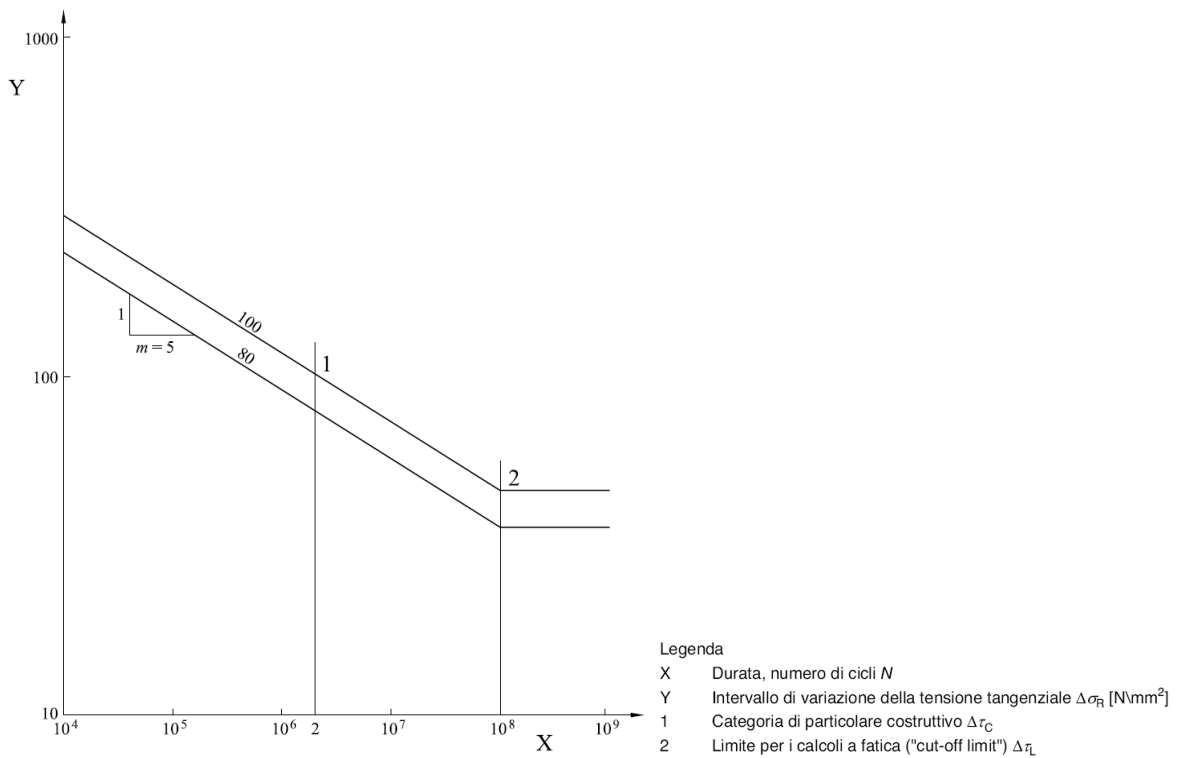


Figura 8-8 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

In Figura 5-9 si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

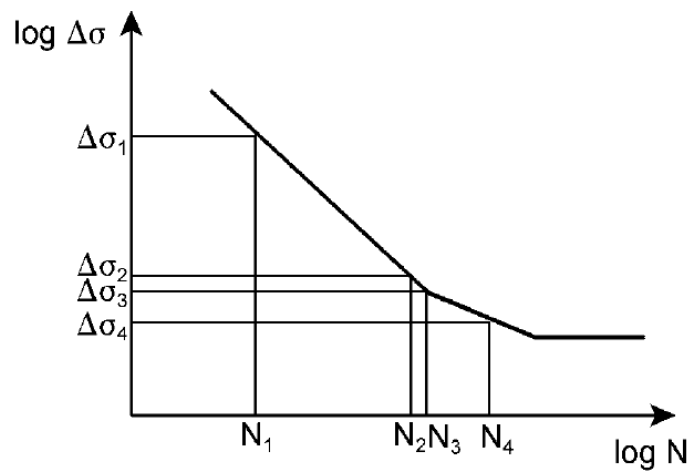
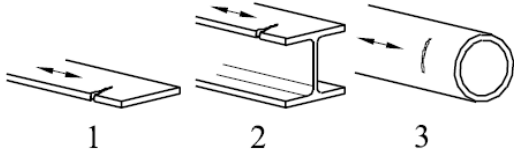
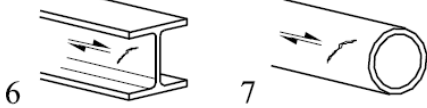


Figura 8-9 - Determinazione del numero di cicli a rottura per Δσ assegnato

I valori di riferimento della resistenza a fatica per un numero di cicli pari a $N_C = 2$ milioni ($\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$) sono stabiliti dalla UNI EN 1993-1-9 § prosp. 8.1 ÷ 8.10:

PROFILATI (montanti)**Tabella 8-6 - Da prospetto 8.1 - Membrane piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici**

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
160	<p>Nota La curva di resistenza a fatica associata alla categoria 160 è la più alta. Nessun particolare costruttivo può raggiungere una migliore resistenza a fatica per qualsiasi numero di cicli.</p> 	<p>Prodotti laminati ed estrusi:</p> <p>1) lamiera; 2) profilati laminati; 3) profilati tubolari senza saldatura a sezione rettangolare o circolare.</p>	<p>Particolari da 1) a 3): Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da rimuovere mediante rettifica fino ad ottenere una transizione graduale.</p>
100 $m = 5$		<p>6) e 7) Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7): $\Delta \tau$ calcolati da: $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>

SALDATURE PIASTRA DI BASE**Tabella 8-7 - Da prospetto 8.5 - Collegamenti saldati a cordone d'angolo soggetti a carichi**

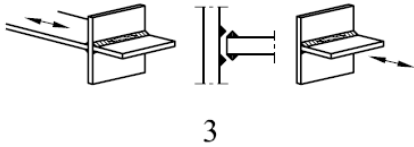
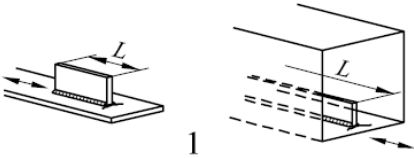
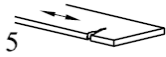
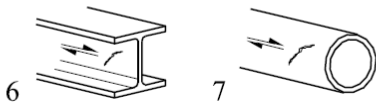
Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		<p>3) Collasso alla radice della saldatura in giunzioni a T saldate di testa a parziale penetrazione o collegamenti saldati a cordoni d'angolo e completa penetrazione efficace in collegamenti a T saldati di testa</p>	<p>3) Nei collegamenti a parziale penetrazione sono richieste due verifiche a fatica. In accordo alla prima verifica, la cricca alla radice è verificata considerando le tensioni definite nel punto 5, utilizzando la categoria 36* per $\Delta \sigma_w$ e la categoria 80 per $\Delta \tau_w$. In accordo alla seconda verifica, la cricca al piede della saldatura è verificata determinando $\Delta \sigma$ nelle lamiera caricate.</p> <p>Particolari da 1) a 3): Si raccomanda che i disallineamenti delle lamiera soggette a carichi non eccedano il 15% dello spessore della lamiera intermedia.</p>

Tabella 8-8 - Da prospetto 8.4 - Elementi collegati mediante saldatura e irrigidimenti

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
80	$L \leq 50$ mm	<p>Elementi collegati longitudinali:</p> <p>1) La categoria del particolare varia in funzione della lunghezza dell'elemento collegato L.</p> 	<p>Lo spessore dell'elemento collegato deve essere minore della sua altezza. Altrimenti vedere prospetto 8.5, particolari 5 o 6.</p>
71	$50 < L \leq 80$ mm		
63	$80 < L \leq 100$ mm		
56	$L > 100$ mm		

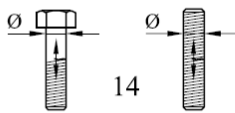
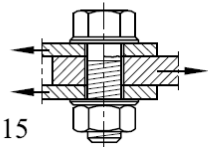
PIASTRA DI BASE

Tabella 8-9 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Lamiere tagliate meccanicamente o all'ossitaglio:</p> <p>5) materiale tagliato all'ossitaglio automatico avente tracce del taglio superficiale e regolare o materiale tagliato all'ossitaglio manualmente e successivamente levigato in modo tale da rimuovere tutte le discontinuità dei bordi.</p> <p>Taglio all'ossitaglio con qualità del taglio secondo la EN 1090.</p>	<p>Particolari 4) e 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> - angoli rientranti devono essere rifiniti (pendenza $\leq 1/4$) o valutati utilizzando opportuni coefficienti di concentrazione delle tensioni; - assenza di riparazioni mediante saldatura.
100 $m = 5$		<p>6) e 7)</p> <p>Prodotti laminati ed estrusi come nei particolari 1), 2), 3)</p>	<p>Particolari 6) e 7):</p> <p>$\Delta \tau$ calcolati da:</p> $\tau = \frac{VS(t)}{lt}$

TIRAFONDI

Tabella 8-10 - Da prospetto 8.1 - Membrature piane e collegamenti realizzati mediante organi meccanici

Categoria di particolare	Particolare costruttivo	Descrizione	Requisiti
50		<p>14) Bulloni e barre aventi filettature laminata o tagliate soggette a trazione.</p> <p>Per grandi diametri (tirafondi) l'effetto scala deve essere preso in considerazione con k_s.</p>	<p>14) $\Delta \sigma$ calcolato utilizzando l'area resistente a trazione del bullone.</p> <p>Flessione e trazione causate da effetti leva e tensioni da flessione derivanti da altre fonti devono essere considerate.</p> <p>Per bulloni precaricati, la riduzione dell'intervallo di variazione della tensione può essere preso in considerazione.</p>
100 $m = 5$		<p>Bulloni sollecitati a taglio con sezione di taglio singola o doppia</p> <p>15)</p> <ul style="list-style-type: none"> - bulloni calibrati; - bulloni normali in assenza di inversione del carico (bulloni di classe 5.6, 8.8 o 10.9). 	<p>15)</p> <p>$\Delta \tau$ calcolata utilizzando l'area del gambo del bullone.</p>

N.B.: Nel caso in cui sia presente della **pretensione nei tirafondi** gli intervalli di variazione delle tensioni (oppure, reciprocamente, le sollecitazioni agenti) andranno modificati di un fattore che tenga conto della redistribuzione degli sforzi tra i tirafondi e la piastra di ancoraggio. Tale fattore (che "sgrava" l'effetto sui tirafondi) è garantito qualora la piastra in condizioni di esercizio non giunga a decompressione ed è quantificabile per elementi strutturali di dimensioni e materiali ordinari in circa $1/(8+1)$: in caso di pretensione la sollecitazione sul bullone in condizioni di fatica sarà portata a circa l'11% di quella di calcolo.

La sollecitazione di pretensione sarà considerata solo in fase di verifica a fatica del tirafondo previa verifica puntuale statica del pretiro nel tirafondo stesso.

Verifica a fatica MONTANTE

			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											MONTANTE			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI			
			[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		
I1	3.5	IPE 330	113.72	65.0	713100	3081	175.4	21.1	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	4	IPE 330	113.72	56.9	713100	3081	175.4	18.5	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	4.5	IPE 330	113.72	50.5	713100	3081	175.4	16.4	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	5	IPE 330	113.72	45.5	713100	3081	175.4	14.8	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	5.5	IPE 330	113.72	41.4	713100	3081	175.4	13.4	160.0	117.9	100.0	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	6	IPE 330	109.85	36.6	713100	3081	169.5	11.9	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%		
I1	6.5	IPE 330	101.40	31.2	713100	3081	156.4	10.1	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	7	IPE 330	94.16	26.9	713100	3081	145.2	8.7	160.0	117.9	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica SALDATURE BASE

			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											SALDATURE			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI			
			[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		
I1	3.5	IPE 330	113.72	64.98	1361185	4913	91.9	13.2	36.0	26.5	80.0	16.6%	22.5%	0.0%	0.0%		
I1	4	IPE 330	113.72	56.86	1361185	4913	91.9	11.6	36.0	26.5	80.0	16.6%	22.5%	0.0%	0.0%		
I1	4.5	IPE 330	113.72	50.54	1361185	4913	91.9	10.3	36.0	26.5	80.0	16.6%	22.5%	0.0%	0.0%		
I1	5	IPE 330	113.72	45.49	1361185	4913	91.9	9.3	36.0	26.5	80.0	16.6%	22.5%	0.0%	0.0%		
I1	5.5	IPE 330	113.72	41.35	1361185	4913	91.9	8.4	36.0	26.5	80.0	16.6%	22.5%	0.0%	0.0%		
I1	6	IPE 330	109.85	36.62	1361185	4913	88.8	7.5	36.0	26.5	80.0	13.9%	18.8%	0.0%	0.0%		
I1	6.5	IPE 330	101.40	31.20	1361185	4913	81.9	6.4	36.0	26.5	80.0	8.9%	12.0%	0.0%	0.0%		
I1	7	IPE 330	94.16	26.90	1361185	4913	76.1	5.5	36.0	26.5	80.0	5.7%	7.7%	0.0%	0.0%		

in cui $M_{SLE} = M_{Ed}/1.5$ e $V_{SLE} = V_{Ed}/1.5$ determinati rispettivamente in § 5.6.1 e § 5.6.3.

Verifica a fatica PIASTRA DI BASE

			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											PIASTRA			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	M _{SLE}	V _{SLE}	W _{el}	A _v	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI			
			[kNm]	[kN]	[mm ³]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$		
I1	3.5	IPE 330	14.60	259.3	128250	13253	113.8	19.6	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	4	IPE 330	14.60	259.3	128250	13253	113.8	19.6	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	4.5	IPE 330	14.60	259.3	128250	13253	113.8	19.6	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	5	IPE 330	14.60	259.3	128250	13253	113.8	19.6	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	5.5	IPE 330	14.60	259.3	128250	13253	113.8	19.6	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	6	IPE 330	14.10	250.5	128250	13253	110.0	18.9	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	6.5	IPE 330	13.02	231.2	128250	13253	101.5	17.4	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		
I1	7	IPE 330	12.09	214.7	128250	13253	94.3	16.2	125.0	92.1	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%		

in cui $M_{SLE} = \max(M_{comprr}; M_{teso})/1.5$ e $V_{SLE} = \max(V_{comprr}; V_{teso})/1.5$ determinati in § 5.7.2 (vedi Tabella 5-5).

Verifica a fatica TIRAFONDI

			Azioni per il calcolo di σ_k e τ_k											TIRAFONDI			
TIPOLOGIA MONTANTE	H _{barr.}	profilato	N	V	A	σ_k	τ_k	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	$\Delta\tau_c$	Tensioni NORMALI		Tensioni TANGENZIALI				
			[kN]	[kN]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$	$\Sigma(n_{Ri}/N_{Ri-COLLASSO})$	$\Sigma(X)^*\gamma_{Mf}*\gamma_{Ff}$			
I1	3.5	IPE 330	86.4	10.8	459	20.9	23.6	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	4	IPE 330	86.4	9.5	459	20.9	20.6	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	4.5	IPE 330	86.4	8.4	459	20.9	18.4	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	5	IPE 330	86.4	7.6	459	20.9	16.5	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	5.5	IPE 330	86.4	6.9	459	20.9	15.0	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	6	IPE 330	83.5	6.1	459	20.2	13.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	6.5	IPE 330	77.1	5.2	459	18.7	11.3	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			
I1	7	IPE 330	71.6	4.5	459	17.3	9.8	50.0	36.8	100.0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%			

in cui $N = F_{t,Ed} \text{ az. sollecitante} / 1.5$ e $V = F_{v,Ed} / 1.5$ determinati in § 5.7.3.

