

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)
SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)
COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)
SACYR S.A.U. (MANDANTE)
ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)
A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

<p>IL PROGETTISTA Ing E.M.Veje COWI Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
--	--	---	--

<p><i>Unità Funzionale</i> OPERA DI ATTRAVERSAMENTO <i>Tipo di sistema</i> SOVRASTRUTTURE <i>Raggruppamento di opere/attività</i> TORRI <i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i> Generale <i>Titolo del documento</i> Principi generali della progettazione</p>	<p>PS0014_F0</p>
--	-------------------------

CODICE	C	G	1	0	0	0	P	R	G	D	P	S	V	T	4	0	0	0	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20-06-2011	EMISSIONE FINALE	CHSX	MJK	CHSX/LSJ

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

INDICE

INDICE	3
1 Introduzione	5
1.1 Scopo e campo di applicazione	8
1.2 Sommario della relazione	8
1.3 Riferimenti	9
1.3.1 Specifiche di progetto	9
1.3.2 Codici di progettazione	9
1.3.3 Specifiche dei materiali	10
1.3.4 Disegni	10
1.3.5 Relazioni integrative	12
2 Nomenclatura	12
3 Stati limite	13
3.1 Stati Limite di Servizio	13
3.2 Stati Limite Ultimi	15
3.3 Stati Limite di Fatica	16
3.4 Stati Limite di Integrità Strutturale	16
4 Materiali	18
4.1 Acciaio strutturale	18
4.2 Bulloni ad alta resistenza	19
4.3 Funi di post-tensionamento	20
4.4 Consumabili per saldatura	20
5 Analisi strutturale	21
5.1 Combinazioni di carichi	21
5.2 Comportamento globale	22
5.2.1 Imperfezioni ed effetti di second'ordine	23
5.2.2 Aerodinamica	30
5.2.3 Controfreccia superiore della torre durante la costruzione	33
5.2.4 Analisi sismica	34
5.2.5 Scenari di carico accidentali	44
5.3 Comportamento locale	45
5.3.1 Collegamento della gamba della torre al traverso	45

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

5.3.2	Analisi di svergolamento di piastre del diaframma e irrigidimenti trasversali della gamba della torre.....	47
5.3.3	Collegamenti tra irrigidimento trasversale e longitudinale.....	53
5.3.4	Modellizzazione dettagliata degli elementi finiti del segmento della gamba della torre	55
6	Principi di progetto	60
6.1	Stati Limite di Servizio.....	60
6.1.1	Elementi longitudinali	60
6.1.2	Elementi trasversali.....	60
6.1.3	Giunti e sezioni.....	61
6.1.4	Componenti di ancoraggio base	61
6.2	Stati limite ultimi/Stati limite di integrità strutturale	62
6.2.1	Elementi longitudinali	62
6.2.2	Elementi trasversali.....	72
6.2.3	Giunti e sezioni.....	89
6.2.4	Componenti di ancoraggio base	93
6.3	Stati Limite di Fatica.....	96
6.3.1	Valutazione del carico di fatica ferroviario.....	96
6.3.2	Valutazione del carico di fatica stradale.....	98
6.3.3	Valutazione del carico di fatica del vento	99

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

1 Introduzione

La relazione descrive i principi applicati alla progettazione dei seguenti elementi strutturali della torre:

- Gambe
- Traversi
- Ancoraggio di base

Il progetto si basa su quanto riportato nella Progettazione di gara, a cui si è ritenuto utile apportare le seguenti modifiche, in questa fase:

- L'altezza del ponte è stata aumentata da 382.6 m a 399 m per compensare l'aumento di peso dell'impalcato;
- Gli irrigidimenti longitudinali delle piastre piatte sostituiscono quelli a T nelle gambe delle torri e nei traversi;
- La disposizione degli irrigidimenti trasversali delle gambe delle torri è stata rivista per semplificare la costruzione e l'assemblaggio dei segmenti delle gambe stesse;
- La disposizione dei diaframmi trasversali delle gambe delle torri è stata rivista per eliminare il materiale non necessario;
- Le strutture fissate sostituiscono l'irrigidimento trasversale della struttura resistente al momento nei traversi;
- I cavi di post-tensionamento a funi multiple sostituiscono i bulloni di ancoraggio alla base della torre per semplificare e ridurre il rinforzo nelle fondazioni della torre;
- Le specifiche degli assorbitori armonici sono stati modificati in base ai risultati dei test nella galleria del vento.

I calcoli si basano generalmente sul modello globale IBDAS versione 3.3f.

Nella Figura 1-1 sono riportati il disegno in quota e la pianta del ponte, mentre nella Figura 1-2 sono riportate le quote con la sezione trasversale e longitudinale delle torri.

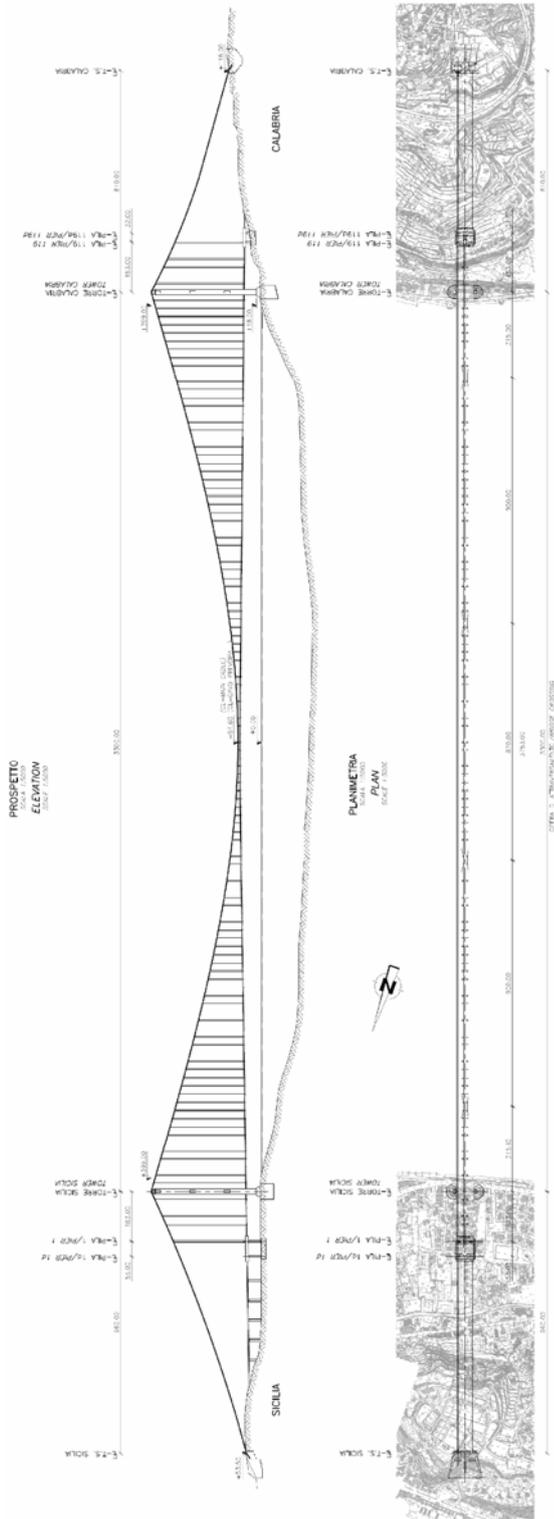


Figura 1-1: Pianta e quota del ponte.

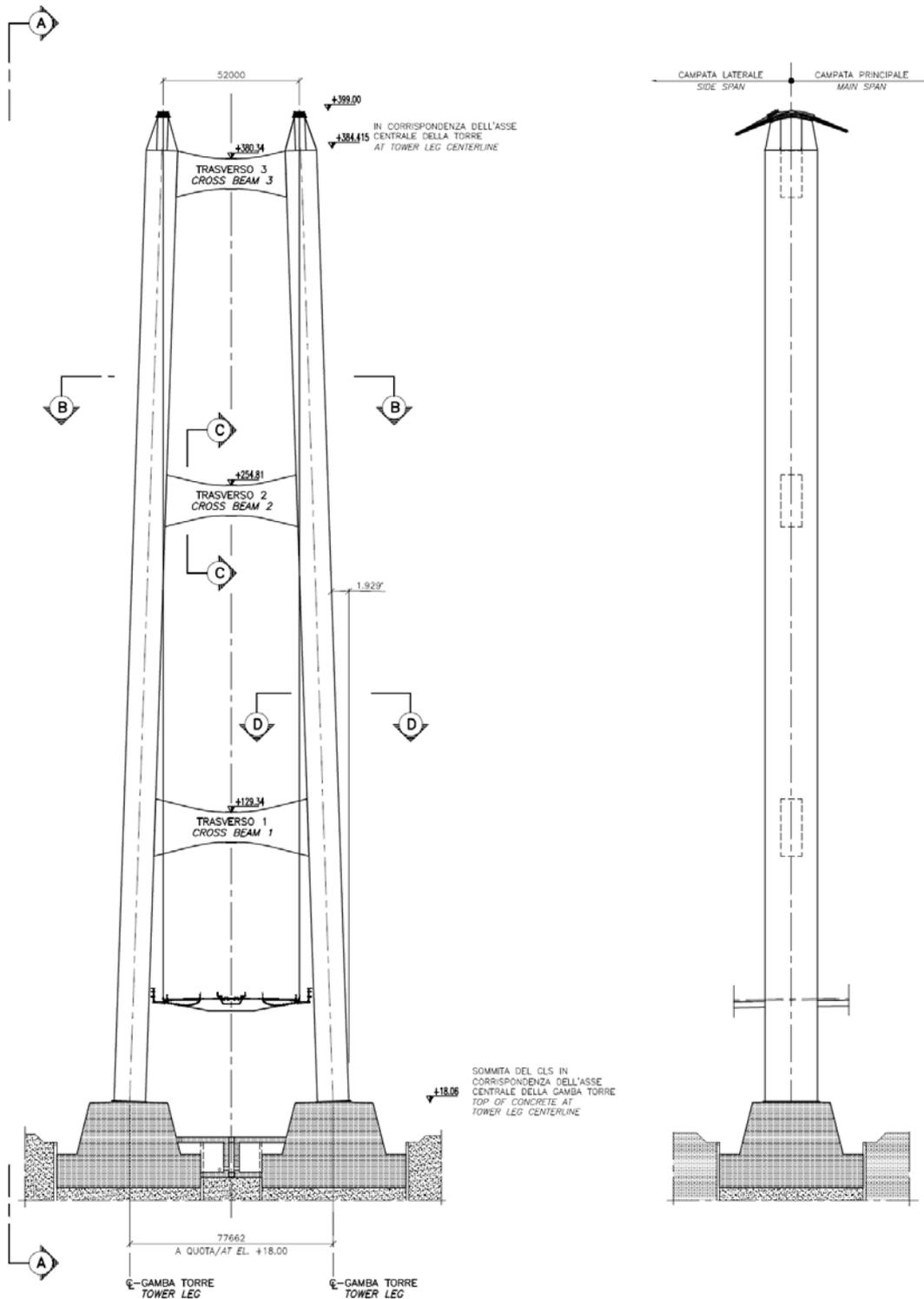


Figura 1-2: Quote della torre

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

1.1 Scopo e campo di applicazione

La presente relazione descrive i principi del progetto degli elementi strutturali delle due torri principali, fra la sommità delle fondazioni in calcestruzzo (a quota +18.06) e la parte inferiore delle selle dei cavi principali (a quota +384.415).

Le verifiche progettuali sono riepilogate in CG1000-P-RX-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 “Relazione Tecnica Specialistica – Torri” con più calcoli dettagliati nelle relazioni progettuali su ogni componente strutturale (gambe della torre, traversi e ancoraggio di base).

1.2 Sommario della relazione

La presente relazione è strutturata nelle seguenti sezioni:

- Il capitolo 1 include la presente introduzione, fornisce una lista dei materiali di riferimento, incluso le specifiche di progetto, i codici di progetto, le specifiche dei materiali, i disegni di riferimento e i rapporti complementari;
- Il capitolo 2 fornisce le definizioni dei termini comunemente usati nel riferimento a particolari componenti della torre;
- Il capitolo 3 descrive i quattro stati limite considerati nel progetto della torre, percorribilità dinamica, limite ultimo, fatica e integrità strutturale;
- Il capitolo 4 fornisce le descrizioni dei materiali che vengono utilizzati per ciascuno dei componenti della torre;
- Il capitolo 5 fornisce le descrizioni di particolari aspetti dell'analisi strutturale e della modellizzazione della torre;
- Il capitolo 6 descrive i principi di progettazione, compresi filosofia e codici di riferimento, in base ai quali si verificano i componenti della torre per gli stati limite.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

1.3 Riferimenti

1.3.1 Specifiche di progetto

GCG.F.04.01 "Engineering – Definitive and Detailed Design: Basis of Design and Expected Performance Levels," Stretto di Messina, 27 ottobre 2004.

GCG.F.05.03 "Design Development – Requirements and Guidelines," Stretto di Messina, 22 ottobre 2004.

GCG.G.03.02 "Structural Steel Works and Protective Coatings," Stretto di Messina, 30 luglio 2004.

CG.10.00-P-RG-D-P-GE-00-00-00-00-02 "Manuale applicativo riferito ai fondamenti progettuali" COWI (revisione corrente).

1.3.2 Codici di progettazione

"Norme tecniche per le costruzioni," 2008 (NTC08).

EN 1991 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic loads on bridges

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-5: Plated structural elements

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of joints

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-9: Fatigue

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-10: Selection of steel for fracture toughness and through thickness properties

EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 2: Steel Bridges

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Rete Ferroviaria Italia - Istruzione No. 44F "Verifiche a fatica dei ponti ferroviari"

1.3.3 Specifiche dei materiali

EN 10025-1:2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 1: General delivery conditions.

EN 10025-2:2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.

EN 10025-3:2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 3: Technical delivery conditions for normalized / normalized weldable fine grain structural steels.

EN 10025-4:2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels.

EN 10164:2004 Steel products with improved deformation properties perpendicular to the surface of the product – Technical delivery conditions.

EN ISO 898-1:2009 Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs.

EN 20898-2:1994 Mechanical properties of fasteners – Part 2: Nuts with special proof load values – coarse thread (ISO 898-2:1992).

UNI EN 14399:2005-3 High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 3: System HR - Hexagon bolt and nut assemblies

EN 10138-3:2006 Prestressing steels. Strand

EN ISO 14555:1998 Welding-Arc stud welding of metallic materials. Maggio 1995.

EN ISO 13918:1998 Welding-Studs for arc stud welding-Gennaio 1997.

1.3.4 Disegni

Nella Tabella 1-1 sono elencati i disegni di progettazione della torre che corredano la presente relazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

Titolo del disegno	Numero del disegno
Torre Sicilia - Disegno di insieme	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TS-00-00-00-01_0
Tipologico - Gamba - Sezione trasversale & Giunti verticali	CG.10.00-P-WX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-01_0
Torre Sicilia - Gamba - Sezioni & Spessori lamiere	CG.10.00-P-WX-D-P-SV-T4-TS-00-00-00-01_0
Tipologico - Gamba - Diaframmi trasversali	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-D0-00-01_0
Tipologico - Gamba - Diaframmi trasversali, Dettagli	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-00-D0-00-01_0
Tipologico - Gamba - Giunti orizzontali	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-01_0
Tipologico - Gamba - Giunti orizzontali, Dettagli	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-01_0
Tipologico - Traverso N° 1	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-01_0
Tipologico - Traverso N° 2	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-02_0
Tipologico - Traverso N° 3	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-03_0
Tipologico - Traversi - Dettagli	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-01_0
Tipologico - Collegamento del traverso alla gamba della torre	CG.10.00-P-WX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-02_0
Tipologico - Collegamento dal cassone	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-03_0
Tipologico - Sezione di ancoraggio 1	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-04_0
Tipologico - Sezione di ancoraggio 2	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-05_0
Tipologico - Sezione di ancoraggio, Dettagli	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-02_0
Tipologico - Sezione superiore	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-06_0
Tipologico - Assorbitori armonici – Struttura di supporto	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-07_0
Tipologico - Assorbitori armonici	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-08_0
Tipologico - Gamba – Modifiche della struttura in acciaio 1	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-04_0
Tipologico - Gamba – Modifiche della struttura in acciaio 2	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-00-00-00-05_0
Tipologico - Traversi - Modifiche della struttura in acciaio	CG.10.00-P-BX-D-P-SV-T4-TO-T0-00-00-06_0
Torre Calabria - Disegno di insieme	CG.10.00-P-AX-D-P-SV-T4-TC-00-00-00-01_0
Torre Calabria - Gamba - Sezioni & Spessori lamiere	CG.10.00-P-WX-D-P-SV-T4-TC-00-00-00-01_0

Tabella 1-1: Disegni di riferimento della torre

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

1.3.5 Relazioni integrative

Le relazioni progettuali della torre in Tabella 1-2 forniscono informazioni integrative riguardo i principi di progettazione e le verifiche della torre.

Titolo della relazione	Numero di relazione
Relazione tecnica specialistica, Torri	CG.10.00-P-RX-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01
Relazione di progetto - Gambe delle torri inclusi giunti e giunti assiali	CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01
Relazione di progetto - Traversi	CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-02
Relazione di progetto - Base della torre	CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-03

Tabella 1-2: Relazioni progettuali di riferimento della torre

2 Nomenclatura

Il capitolo fornisce le descrizioni dei termini comunemente usati nel corso della relazione, per far riferimento ai vari componenti della torre:

Gambe – elementi verticali delle torri, che si estendono dalla sommità dei pilastri di calcestruzzo a un'altezza di +18,06 fino alla parte inferiore delle selle dei cavi principali a un'altezza di +384,415.

Traversi – travi trasversali che collegano le gambe della torre alle seguenti quote: +129,34 (traverso 1), +254,81 (traverso 2) e +380,34 (traverso 3). Le quote fornite sono alla sommità del traverso sull'asse del ponte.

Piastre di rivestimento – piastre attorno al perimetro dei traversi o delle gambe della torre (piastre A, B, C e D delle gambe della torre, nonché anime e flange dei traversi).

Anime trasversali – piastre trasversali verticali che collegano due lati di ogni gamba della torre; piastre G e H. Si riferiscono anche più genericamente alle piastre interne.

Anime longitudinali – piastre longitudinali verticali che collegano le piastre di rivestimento delle gambe della torre e le anime dei traversi parallelamente all'asse del ponte; piastre F ed E. Si riferiscono anche più genericamente alle piastre interne.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

Irrigidimenti longitudinali – elementi delle piastre longitudinali utilizzati per irrigidire le piastre verticali delle gambe della torre, nonché le anime e le flange dei traversi.

Diaframmi trasversali – elementi di irrigidimento trasversale, generalmente situati su ogni segmento della torre a 1 m dal giunto solitamente ubicati in ogni segmento della torre a 1 m dal giunto di costruzione (tipo 1), nei collegamenti delle flange superiori e inferiori del traverso, alle gambe delle torri (tipo 2 o 3) e nelle quote degli assorbitori armonici (tipo 4).

Irrigidimenti trasversali – elementi di irrigidimenti trasversali intermedi collegati agli elementi delle piastre verticali delle gambe delle torri e agli elementi delle piastre dei traversi longitudinali, a distanza regolare tra i diaframmi dei traversi.

Giunti di costruzione – giunti collegati in loco tra i segmenti delle gambe delle torri.

Ancoraggio di base – componenti del collegamento tra gambe e fondazioni delle torri, comprese piastre di rinforzo, tubi di ancoraggio, piastre di base e cavi di pensionamento a funi multiple.

Sella – saldatura dell'acciaio su cui passano i cavi principali e che distribuisce il carico dei cavi sulla sommità della gamba della torre.

Sistema di controfrecchia della torre – spostamento longitudinale delle torri verso le campate laterali alle condizioni di carico statico di riferimento.

3 Stati limite

Il presente capitolo descrive gli stati limite e i corrispondenti requisiti prestazionali che regolano la proporzionalità dei componenti della torre, conformemente alle concezioni del progetto di base GCG.F.04.01 e NTC08. Le prestazioni dei componenti della torre verificate agli Stati Limite di Servizio, agli Stati Limite Ultimi, agli Stati Limite di Fatica e agli Stati Limite di Integrità Strutturale.

3.1 Stati Limite di Servizio

In NTC08 capitolo 2.2.2 sono definiti i seguenti stati limite di servizio (SLS) da valutare in un progetto strutturale:

- Danni locali, suscettibili di ridurre la durata della struttura.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

- Spostamenti o deformazioni suscettibili di limitare l'utilizzo della struttura, o l'efficienza e l'aspetto della stessa;
- Spostamenti o deformazioni suscettibili di compromettere l'efficienza e l'aspetto degli elementi non strutturali, gli impianti e i macchinari.
- Vibrazioni suscettibili di compromettere l'uso della struttura.
- Danni causati dalla fatica suscettibili di compromettere la durata.
- Corrosione e/o eccessivo deterioramento dei materiali dovuto all'esposizione atmosferica.
- I principi base del progetto GCG.F.04.01 Sezione 3.1 specificano i requisiti prestazionali per la struttura con due livelli di servizio o con i carichi per l'utilizzo normale. I requisiti prestazionali SLS sono elencati nella tabella 3-1.

Stato limite	Requisito prestazionale
SLS1	È garantita la percorribilità di strada e ferrovia. Nessun danno strutturale. La struttura rimane elastica e tutte le deformazioni sono reversibili.
SLS2	Come per SLS1, con la sola differenza che è garantita solamente la percorribilità della strada.

Tabella 3-1: Requisiti prestazionali SLS.

Lo stato limite SLS2 è usato per verificare le condizioni provvisorie di costruzione dei componenti della torre e per controllare particolari componenti del ponte a costruzione terminata.

Gli SLS specifici verificati per i componenti della torre sono:

- Le sollecitazioni sulle sezioni trasversali reali sono inferiori al limite di elasticità convenzionale del materiale.
- Le vibrazioni del distacco dei vortici indotto dal vento sulla torre separata provocano accelerazioni inferiori a $0,5 \text{ m/s}^2$ con velocità del vento SLS1 pari a 44 m/s, in conformità con GCG.F.05.03 Capitolo 6.1.4.
- Si mantiene la pre-compressione dell'ancoraggio di base della torre.
- Gli SLS relativi alla fatica sono esaminati al Capitolo 3.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

3.2 Stati Limite Ultimi

NTC08 Sezione 2.2.1 definisce i seguenti Stati Limite Ultimi (ULS) che devono essere valutati in una progettazione strutturale:

- Perdita di equilibrio della struttura o di parte della stessa.
- Spostamento o deformazione eccessiva.
- Arrivo alla massima capacità di resistenza di parte della struttura, giunti o fondazioni.
- Arrivo alla capacità massima di resistenza della struttura nel complesso.
- Arrivo ai meccanismi di collasso del suolo.
- Cedimento dei telai e dei giunti in seguito a fatica.
- Cedimento dei telai e giunti dovuto ad altri effetti relativi al tempo.
- Instabilità di parti della struttura o struttura nel complesso.
- I principi base del progetto GCG.F.04.01 Sezione 3.1 specificano i requisiti prestazionali per la struttura con carichi ultimi o rari. I requisiti prestazionali sono elencati nella Tabella 3-2.

Stato limite	Requisito prestazionale
ULS	È ammessa la perdita temporanea del livello di servizio Il sistema strutturale principale mantiene la sua piena integrità. I danni strutturali ai componenti secondari possono essere riparati tramite lavori di manutenzione straordinaria

Tabella 3-2: Requisiti prestazionali ULS

Gli ULS specifici valutati per i componenti della torre sono:

- Le sollecitazioni sulle sezioni trasversali effettive non sono superiori al limite di snervamento del materiale a progetto
- Si mantiene la pre-compressione dell'ancoraggio di base della torre
- Le giunzioni imbullonate antisdrucchiolo non scivolano allo stato limite ultimo (ULS)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

- La capacità portante della piastra e di taglio ai bulloni non sono inferiori ai carichi dei collegamenti imbullonati resistenti allo scorrimento negli SLS.
- Le giunzioni saldate hanno capacità sufficiente.

Gli ULS relativi alla fatica sono esaminati al Capitolo 3.3.

3.3 Stati Limite di Fatica

NTC08 Sezioni 2.2.1 e 2.2.2 non distingue gli stati limite di fatica (FLS) dagli stati limite di servizio e dagli stati limite ultimi con conseguenze e requisiti prestazionali analoghi. Tuttavia in NTC08 Sezione 4.2.2.1 e nella presente relazione vengono distinti gli stati limite di fatica (FLS) perché i carichi e le combinazioni di carico utilizzate per la verifica sono differenti, come pure i mezzi con cui vengono verificati gli elementi. NTC08 Sezioni 2.2.1 e 2.2.2 definisce i seguenti ULS e SLS correlati alla fatica che devono essere valutati in una progettazione strutturale:

- Danni causati dalla fatica suscettibili di compromettere la durata (SLS).
- Cedimento dei telai e dei giunti in seguito a fatica (ULS).

Gli FLS specifici valutati per i componenti della torre sono:

- Le giunzioni imbullonate critiche per l'antisdrucchiolo non scorrono sotto i carichi di stato limite di servizio (SLS)
- Si mantiene la pre-compressione dell'ancoraggio di base della torre con i carichi SLS
- Le sollecitazioni dell'acciaio con carichi da fatica non sono superiori ai limiti delle sollecitazioni per i dettagli di progettazione utilizzati e il numero di cicli previsto.

3.4 Stati Limite di Integrità Strutturale

La considerazione degli stati limite di integrità strutturale (SILS), unica per questo progetto, è il risultato dell'eccezionale dimensione ed importanza della struttura. Tali stati limite non vengono presi in considerazione in NTC08 e sono descritti solamente sul progetto di base. In generale, gli stati limite considerati sono simili a quelli esaminati negli ULS, in particolare per la torre, sebbene i periodi di ritorno dei carichi applicati siano maggiori (cioè velocità del vento maggiori e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

accelerazioni massime al suolo) e i criteri prestazionali siano meno rigorosi rispetto a quelli applicabili agli ULS. I requisiti prestazionali sono indicati alla Tabella 3-3.

Stato limite	Requisito prestazionale
SILS	Permessata una perdita completa della viabilità, anche protratta nel tempo. Si deve garantire il mantenimento dei seguenti elementi del sistema strutturale principale: Sistema di vincolo e di supporto, cavi principali, selle.

Tabella 3-3: Requisiti prestazionali SILS

L'unica differenza nei metodi di verifica ULS e SILS risiede nell'ipotesi che tutti i fattori parziali materiali siano uguali a 1,0 per le verifiche SILS, a dimostrazione del fatto che la Tabella 6 del progetto di base (GCG.F.04.01) consenta livelli di pericolo maggiori in presenza di SILS. Per la maggioranza dei componenti strutturali della torre, i danni sono indesiderati con qualsiasi stato limite; tuttavia, è appropriato consentire ai materiali di raggiungere le proprie capacità nominali alle condizioni di carico rare ed estreme considerate nei SILS. Tale approccio è coerente con quello spesso utilizzato nella progettazione della maggior parte dei ponti con carichi rari ed estremi.

I SILS specifici valutati per i componenti della torre sono:

- Le sollecitazioni sulle sezioni trasversali effettive non sono superiori al limite di snervamento nominale del materiale.
- Si mantiene la pre-compressione dell'ancoraggio di base della torre.
- Le giunzioni imbullonate antisdrucchiolo non scivolano allo stato limite ultimo (ULS).
- La capacità portante della piastra e di taglio ai bulloni non sono inferiori ai carichi dei collegamenti imbullonati resistenti allo scorrimento negli SLS.
- Le giunzioni saldate hanno capacità sufficiente.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

4 Materiali

In questo capitolo sono descritte le proprietà meccaniche dei materiali da costruzione della torre.

4.1 Acciaio strutturale

I componenti strutturali della torre sono fabbricati prevalentemente con acciaio strutturale ML di grado S460, tranne le sezioni cave circolari laminate a caldo comprendenti i fissaggi interni dei traversi, la piastra di base delle torri e le piastre di rinforzo dell'ancoraggio di base, fabbricate con acciaio strutturale ML grado di S355. Gli acciai strutturali saranno prodotti secondo EN 10025-4. Si suppone che possiedano le proprietà meccaniche riportate alla Tabella 4-1, in conformità con il Capitolo 11.3.4.1 di NTC08. Un'eccezione ai requisiti standard di NTC08 ed EN 10025-4 rappresentata dalle proprietà meccaniche dell'acciaio che non varieranno per spessori del materiale fino a 110 mm per l'acciaio S460ML e fino a 150 mm per l'acciaio S355ML. La fattibilità della produzione di acciaio secondo le proprietà richieste è stata confermata.

Grado	Limite di snervamento, f_{yk} (MPa)	Resistenza a trazione, f_{tk} (MPa)
S 355 ML	355	470
S 460 ML	460	540

Tabella 4-1: Proprietà meccaniche dell'acciaio strutturale per spessori fino a 110 mm per S460ML e fino a 150 mm per S355ML

Si presuppone inoltre che tutti gli acciai strutturali abbiano le seguenti proprietà, in conformità con NTC08 Sezione 11.3.4.1:

- Modulo di elasticità: $E = 210,000$ MPa
- Rapporto di Poisson: $\nu = 0.3$
- Modulo di taglio: $G = 80,770$ MPa
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ C$
- Densità: $\rho = 7,850$ kg/m³

I fattori parziali del materiale (coefficienti di sicurezza) utilizzati per verificare gli elementi strutturali sono conformi a NTC08 Capitoli 4.2.4.1.1, 4.2.4.1.4 e sono elencati nella Tabella 4-2.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

Verifica	Fattore parziale
Resistenza delle sezioni di classe 1, 2, 3 e 4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità degli elementi nei ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza alla frattura delle sezioni sotto tensione (indebolite da fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$
Resistenza alla fatica (criterio della fatica utile con conseguenze di cedimenti significative)	$\gamma_{mf} = 1.35$

Tabella 4-2: Fattori parziali del materiale per l'acciaio strutturale

4.2 Bulloni ad alta resistenza

Per collegamenti e sezioni si utilizzano bulloni strutturali ad alta resistenza di grado 8.8 o grado 10.9, prodotti secondo EN ISO 898. I bulloni di grado 8.8 si utilizzano per unire componenti non strutturali alla torre e quelli di grado 10.9 per le sezioni di giunti da costruzione delle gambe delle torri (tranne le sezioni delle piastre di rivestimento, che sono saldate). Si presume che i bulloni ad alta resistenza abbiano le proprietà meccaniche elencate alla Tabella 4-3, in conformità con NTC08 Capitolo 11.3.4.6.1 (a eccezione del limite di snervamento del grado 8.8, indicato erroneamente in NTC08).

Grado	Limite di snervamento, f_{yb} (MPa)	Resistenza a trazione, f_{tb} (MPa)
8.8	640	800
10.9	900	1000

Tabella 4-3: Proprietà meccaniche dei bulloni strutturali.

I fattori parziali del materiale (coefficienti di sicurezza) utilizzati per verificare le giunzioni imbullonate e i giunti assiali sono conformi a NTC08 Sezione 4.2.8.1.1 e sono elencati nella Tabella 4-4.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Verifica	Fattore parziale
Resistenza al taglio del bullone	$\gamma_{M2} = 1.25$
Resistenza alla tensione del bullone	
Resistenza locale appoggi/lamiera	
Resistenza allo scivolamento ULS	$\gamma_{M3} = 1.25$
Resistenza allo scivolamento SLS	$\gamma_{M3} = 1.15$
Forza di pre-caricamento del bullone	$\gamma_{M7} = 1.10$

Tabella 4-4: Fattori parziali del materiale per giunzioni bullonate e giunti assiali.

4.3 Funi di post-tensionamento

Le funi di post-tensionamento dovranno essere conformi ai requisiti di EN 10138-3 e si suppone abbiano le seguenti proprietà meccaniche:

- Limite di snervamento nominale, $f_{py} = 1636$ MPa
- Resistenza ultima, $f_{pk} = 1860$ MPa
- Modulo di elasticità: $E = 195000$ MPa

Le funi di post-tensionamento sono proporzionali al fattore di sicurezza parziale della tensione effettiva in ULS/SILS di 1.1.

4.4 Consumabili per saldatura

I consumabili per saldatura dovranno essere conformi ai requisiti di EN 1993-1-8 Sezione 4.2.

Le procedure di saldatura saranno selezionate in modo da non ridurre le proprietà delle piastre sottoposte a lavorazione termo-meccanica.

Il fattore parziale materiale, $\gamma_{M2} = 1.25$, utilizzato per verificare le sezioni e i collegamenti saldati è conforme al capitolo 4.2.8.1.1 di NTC08.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

5 Analisi strutturale

Il ponte sullo stretto di Messina è stato modellato e analizzato nel programma proprietario di analisi IBDAS (Integrated Bridge Design and Analysis System) di COWI. Il capitolo descrive l'approccio a particolari aspetti dell'analisi strutturale che influiscono sulla progettazione della torre. Il modello del ponte e l'analisi strutturale, in generale, sono descritti nella relazione "CG.10.00-P-RG-D-P-SV-00-00-00-00-01 Modello IBDAS Globale, Descrizione."

5.1 Combinazioni di carichi

I componenti strutturali della torre sono verificati per le combinazioni di carichi elencate nel disegno di base (GCG.F.04.01), capitolo 6.8. I componenti di carico esaminati nelle relative tabelle sono definiti alla tabella 5-1. Combinazioni e fattori parziali materiali di ogni componente di carico sono riportati alla tabella 5-2, 5-3 e 5-4 rispettivamente per SLS, ULS e SILS. Il fattore parziale μ può assumere il valore di 0,95 o 1,15 per i componenti di acciaio oppure 0,95 o 1,25 per i componenti in calcestruzzo, a seconda dei punti in cui il carico statico provoca un effetto avverso o distensivo. Un trattino nella cella nella colonna dei componenti del carico indica che questi ultimi non sono compresi nella combinazione rappresentata dalla riga. Non si utilizzano le combinazioni di carichi SLS1 definite nel disegno di base per verificare i componenti della torre e non sono quindi riportate di seguito.

Componente	Definizione
PP	Peso intrinseco
PN	Peso intrinseco degli elementi non strutturali
QL	Azioni di dimensionamento locale del sistema strutturale (resistenza e deformazione a livello micro e meso). Irrilevante nel progetto della torre.
QA	Carico variabile denso. Azioni di dimensionamento globale del sistema strutturale e dei controlli di percorribilità dinamica (resistenza e deformazione a livello macro).
QR	Carico variabile rarefatto. Azioni di dimensionamento globale del sistema strutturale e dei controlli di percorribilità dinamica (resistenza e deformazione a livello macro).
VV	Azione del vento
VS	Azione sismica
VT	Azione termica
A	Azioni accidentali

Tabella 5-1: Componenti del carico

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0

Combinazione	PP	PN	QR	QA	VV	VS	VT	A
1	1	0 / 1	-	-	-	-	0 / 1	-
2	1	0 / 1	-	-	1	-	0 / 1	-
3	1	0 / 1	-	-	-	1	0 / 1	-
4	1	1	-	1	-	-	0 / 1	-
5	1	1	-	1	1	-	0 / 1	-
6	1	1	-	1	-	1	0 / 1	-

Tabella 5-2: Combinazioni di carichi SLS2

Combinazione	PP	PN	QR	QA	VV	VS	VT	A
1	μ	0 / 1.5	-	-	-	-	0 / 1	-
2	μ	0 / 1.5	-	-	1	-	0 / 1	-
3	μ	0 / 1.5	-	-	-	1	0 / 1	-
4	μ	0 / 1.5	-	-	-	-	0 / 1	1
5	μ	0.9 / 1.5	-	1.5	-	-	0 / 1	-
6	μ	0.9 / 1.5	-	1.1	1	-	0 / 1	-
7	μ	0.9 / 1.5	-	1.1	-	1	0 / 1	-
8	μ	0.9 / 1.5	1	-	-	-	0 / 1	1

Tabella 5-3: Combinazioni di carichi ULS

Combinazione	PP	PN	QR	QA	VV	VS	VT	A
1	μ	1	1	-	1	-	0 / 1	-
2	μ	1	1	-	-	1	0 / 1	-
3	μ	1	1	-	-	-	0 / 1	1

Tabella 5-4: Combinazioni di carichi SILS

5.2 Comportamento globale

La progettazione di gran parte dei componenti della torre si basa sui risultati del modello di ponte globale analizzato con IBDAS. Il presente capitolo descrive la modellizzazione dei seguenti aspetti comportamentali chiave delle torri:

- Imperfezioni ed effetti di second'ordine

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

- Aerodinamica
- Considerazione del sistema di controfreccia permanente
- Analisi sismica

5.2.1 Imperfezioni ed effetti di second'ordine

Il presente capitolo descrive la procedura analitica che combina gli effetti dell'instabilità flessionale con carichi assiali e momenti flettenti determinati da un'analisi di second'ordine integrata dal modello globale IBDAS, sulla base della geometria teorica della torre. L'analisi delle imperfezioni geometriche e strutturali è riportata al capitolo 4.2.3.5 di NTC08, sebbene le disposizioni fornite non siano idonee a valutare tali effetti per le torri. La procedura presentata è coerente con le disposizioni Eurocodice relative alla progettazione di una colonna. Tuttavia, le disposizioni di Eurocodice basate sulla curva della colonna standard sono state sviluppate per colonne incernierate con sezione trasversale costante e non sono idonee alle torri. La procedura descritta calcola esplicitamente le imperfezioni equivalenti e considera le condizioni limite effettive e la variazione delle proprietà di sezione trasversale con la quota.

Secondo il capitolo 5.3 (1) di EN 1993-2, le tolleranze adeguate devono essere integrate nell'analisi strutturale per considerare gli effetti delle imperfezioni, comprese sollecitazioni residue e imperfezioni geometriche. Il capitolo 5.3.1(2) specifica che si dovranno utilizzare le "imperfezioni geometriche equivalenti" e il capitolo 5.3.2(11) stabilisce che la forma della modalità di svergolamento critico elastico della struttura sia applicabile come imperfezione globale e locale unica. Tale approccio si usa per rilevare adeguatamente gli effetti delle imperfezioni in quanto rappresenta ottimamente il comportamento strutturale, applicando i momenti di second'ordine indotti dal carico assiale nella stessa forma delle curvature in modalità di svergolamento.

Gli effetti delle imperfezioni indipendenti possono essere sommati, come risulta dall'equazione di amplificazione elastica, purché il materiale resti elastico e si consideri il carico assiale totale corretto:

$$\left(\frac{e_a + e_b}{1 + N/N_{cr}} \right) = \left(\frac{e_a}{1 + N/N_{cr}} \right) + \left(\frac{e_b}{1 + N/N_{cr}} \right)$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

dove e_a ed e_b sono le imperfezioni elastiche indipendenti, N è il carico assiale applicato e N_{cr} è il carico di svergolamento elastico critico.

Momenti e sollecitazioni risultanti da IBDAS sono combinabili con momenti e sollecitazioni di curvatura corrispondenti a causa delle imperfezioni equivalenti, calcolate utilizzando i seguenti risultati supplementari ottenuti dal modello IBDAS:

- Autovettori, momenti flettenti e carichi assiali per la modalità di svergolamento critico;
- Carico di svergolamento elastico critico determinato dall'analisi dello svergolamento proprio;
- Carico assiale ponderato totale per ogni combinazione di carichi.

Le cosiddette "imperfezioni equivalenti" si distinguono dalle imperfezioni geometriche effettive ottenute durante la costruzione.

Il metodo proposto utilizza il risultato dell'analisi non lineare di IBDAS e aggiunge i momenti flettenti e i carichi assiali per ottenere gli effetti di svergolamento strutturale. Tali momenti si calcolano dal carico assiale totale in ogni combinazione di carichi moltiplicata per le imperfezioni iniziali equivalenti amplificate. Tale procedura consente l'esecuzione del modello globale IBDAS senza imperfezioni della torre.

L'imperfezione iniziale equivalente si calcola in modo che la resistenza di svergolamento della torre, in assenza di altri momenti flettenti, sia uguale alla resistenza di svergolamento che verrebbe calcolata secondo il capitolo 6.3.1 di EN 1993-1-1 con $\gamma_{M1} = 1.10$ e N_{cr} calcolato per la torre, con la sommità vincolata longitudinalmente, e le proprietà reali della sezione calcolate alla quota delle sollecitazioni di compressione indotte di svergolamento massimo, denominata sezione trasversale "chiave". Lo svergolamento longitudinale si trova approssimativamente a metà del 70% superiore dell'altezza della torre o alla base della torre, secondo la rigidità delle fondazioni. Lo svergolamento trasversale si trova immediatamente sopra o sotto un traverso o alla base della torre.

Il capitolo 5.3.2(11) di EN 1993-1-1 indica che l'imperfezione può essere calcolata secondo le equazioni 5.9, 5.10 e 5.11. Tali equazioni forniscono lo stesso carico di rottura delle curve di svergolamento al capitolo 6.3.1 in caso di controllo effettuato utilizzando il fattore di sicurezza parziale dello svergolamento, γ_{M1} . La progettazione degli elementi della piastra rinforzata sono determinati da EN 1993-1-5, riferito a EN 1993-2 Capitolo 6.5 per la verifica di svergolamento della

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

piastra degli elementi allo stato limite ultimo. Le verifiche della sezione trasversale con EN 1993-1-5 Capitolo 4.6 si basano sul fattore di sicurezza parziale di resistenza della sezione trasversale, γ_{M0} , pari a 1.05 per i ponti, secondo NTC08 Capitolo 4.2.4.1.1. Di conseguenza, l'imperfezione ottenuta dalla resistenza di svergolamento, $N_{b,Rd}$, calcolata secondo EN 1993-1-1 Capitolo 6.3.1 con $\gamma_{M1} = 1.10$, è maggiore di quanto applicabile a una colonna se le verifiche della sezione trasversale si basassero su γ_{M1} . L'effetto sull'imperfezione equivalente utilizzando γ_{M1} per calcolare la capacità di svergolamento e γ_{M0} per verificare la capacità della sezione trasversale sono riportate tramite calcolo esemplificativo delle imperfezioni all'Appendice A.

5.2.1.1 Effetto della variazione del carico assiale nelle gambe delle torri

La forza assiale delle gambe delle torri varia in funzione dell'altezza per due ragioni:

- 1 Il peso intrinseco aumenta costantemente verso la base della torre;
- 2 I carichi laterali causano tagli ai traversi che provocano aumenti a gradini delle forze assiali delle gambe della torre.

Il carico di svergolamento elastico critico è influenzato dalla distribuzione delle forze assiali. Tuttavia, la variazione delle forze assiali tra combinazioni di carichi è sufficientemente piccola da far sì che l'effetto sui carichi di svergolamento elastico critico (per le modalità dominanti) sia molto ridotto e l'effetto sulle deformazioni non significativo.

5.2.1.2 Procedura di calcolo

A livello teorico, il parametro di snellezza relativa, $\bar{\lambda}$, è calcolabile secondo il capitolo 6.3.1.2 di EN 1993-1-1. Non è tuttavia descritta l'applicazione delle disposizioni a una colonna rinforzata longitudinalmente. La resistenza di svergolamento di una colonna rinforzata longitudinalmente con elementi di irrigidimento/diaframmi trasversali poco distanziati è maggiore rispetto alla stessa colonna con elementi di irrigidimento/diaframmi trasversali ampiamente distanziati. Per carichi inferiori a quello di svergolamento degli elementi di irrigidimento longitudinale, il comportamento non è tuttavia correlato alla spaziatura degli elementi di irrigidimento trasversali. L'area della colonna presa in considerazione nel calcolo dell'imperfezione equivalente è quindi l'area effettiva della sezione trasversale ridotta soltanto per lo svergolamento della piastra, $A_{eff} = A_{rp}$, equivalente all'area calcolata con l'Eq. 4.5 di EN 1993-1-5 con $\rho_c = 1.0$.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

CALCOLO DEL CARICO DI SVERGOLAMENTO ELASTICO CRITICO N_{cr} PER LA TORRE

Il carico di svergolamento critico elastico si calcola con un'analisi di svergolamento propria eseguita con il modello globale IBDAS tenendo conto delle seguenti condizioni limite:

- Sistema di traslazione alla sommità della torre nella direzione longitudinale del ponte (vincolo fornito dai cavi principali che consentono una traslazione trascurabile nella modalità di svergolamento considerata);
- Sommità della torre senza sistema di smorzamento delle vibrazioni lateralmente;
- Base della torre con sistema di smorzamento delle vibrazioni, come nel modello globale, per rappresentare la corretta rigidità delle fondazioni.

Le proprietà della sezione applicate si baseranno sulla sezione trasversale lorda in conformità con il capitolo 6.3.1.2 (1) di EN1993-1.

L'esito richiesto dall'analisi dello svergolamento comprende il carico di svergolamento elastico critico, N_{cr} , e gli autovettori di flessione, momento flettente e carico assiale per:

- La prima modalità di svergolamento sul piano della mezzeria del ponte;
- Le due modalità di svergolamento inferiori perpendicolari al piano della mezzeria del ponte. Le due modalità inferiori si applicano in quanto, sebbene le variazioni del carico di svergolamento elastico critico tra di esse siano minime, i diagrammi dei momenti flettenti risultanti alle gambe delle torre variano notevolmente.

Modalità di svergolamento maggiori sono escluse dall'analisi in quanto i relativi carichi elastici sono notevolmente superiori.

CALCOLO DELL'AREA EFFETTIVA ALLA QUOTA DI SOLLECITAZIONE DI COMPRESSIONE MASSIMA

Svergolamento longitudinale

L'altezza a cui si verifica la sollecitazione di compressione indotta dallo svergolamento massimo nella torre svergolata si determina in base all'autovettore dei momenti flettenti e al carico assiale a progetto. L'area effettiva, A_{rp} , in questa sezione trasversale "chiave" si determina in base al capitolo 4 di EN 1993-1-5.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev 0	Data 21-04-2011

Svergolamento laterale

L'altezza a cui si verifica il momento flettente massimo nella torre svergolata si determina in base agli autovettori dei momenti flettenti. L'area effettiva, A_{rp} , in questa sezione trasversale "chiave" si determina in base al capitolo 4 di EN 1993-1-5. L'area effettiva in questa sezione trasversale si utilizza per calcolare la snellezza relativa prioritaria. Poiché la torre ha dimensioni della sezione trasversale costanti, i requisiti di sollecitazione massimi sono generalmente previsti nelle sezioni con momenti di svergolamento massimi, che si verificano immediatamente sopra o sotto i traversi o la base della torre.

CALCOLO DELLA SNELLEZZA RELATIVA DELLA TORRE DALLA SOMMITÀ ALLA BASE

La snellezza relativa si calcola da $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{rp} \cdot f_y}{N_{cr}}}$

CALCOLO DELLA RESISTENZA DI SVERGOLAMENTO FLESSIONALE

La resistenza di svergolamento flessionale, $N_{b,Rd}$, si calcola secondo il capitolo 6.3.1.1 di EN 1993-1-1 (Eq. 6.48):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi A_{rp} f_y}{\gamma_{M1}}$$

dove χ è il fattore di riduzione di svergolamento basato sul parametro di snellezza relativa e calcolato per lo svergolamento longitudinale e laterale utilizzando l'Eq. 6.49 e le altre variabili come definite precedentemente. Il fattore di riduzione dello svergolamento è funzione del fattore di imperfezione, α , selezionato in base al tipo di sezione in acciaio considerata. Le sezioni delle gambe delle torri non comprendono più saldature longitudinali relative alla loro area trasversale rispetto alle sezioni dei cassoni in acciaio saldati; si ipotizza quindi che la curva di svergolamento della colonna corrispondente "b" sia ugualmente applicabile alle gambe delle torri. Il fattore di imperfezione tratto dalla Tabella 6.1 per la curva di svergolamento della colonna "b" è 0.34.

CALCOLO DEL VALORE MASSIMO DELL'IMPERFEZIONE EQUIVALENTE

L'imperfezione equivalente, e_0 , si calcola in modo che la somma delle sollecitazioni assiali di compressione, N_{Ed}/A_{rp} , e di flessione, M_{Ed}/W_{rp} , alla sezione trasversale "chiave" equivalga al

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20-06-2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20-06-2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20-06-2011						

limite di snervamento progettuale, f_y/γ_{M0} , quando il carico assiale alla sezione trasversale “chiave” è $N_{b,Rd}$ senza ulteriori carichi applicati, considerando la sezione trasversale della torre con l’area, A_{rp} , e il modulo della sezione, W_{rp} , ridotto soltanto per lo svergolamento della piastra.

Con sezione trasversale simmetrica ciò si esprime come:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{rp}} + \frac{M_{Ed}}{W_{rp}} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

L’equazione è identica all’Eq. 4.14 per sezioni trasversali a doppia simmetria, in cui lo spostamento dell’asse centroidale e_n risulta pari a zero:

$$\frac{N_{Ed}}{\left(\frac{f_y A_{rp}}{\gamma_{M0}} \right)} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\left(\frac{f_y W_{rp}}{\gamma_{M0}} \right)} = 1$$

Per le sezioni delle gambe delle torri simmetriche, gli assi centroidali della sezione effettiva e lorda sono equivalenti, quindi $e_N = 0$ e:

$$\frac{N_{Ed}}{\left(\frac{f_y A_{rp}}{\gamma_{M0}} \right)} + \frac{M_{Ed}}{\left(\frac{f_y W_{rp}}{\gamma_{M0}} \right)} = 1$$

Sostituendo i denominatori nell’equazione precedente con $N_{rp,Rd} = (f_y A_{rp} / \gamma_{M0})$ e $M_{rp,Rd} = (f_y W_{rp} / \gamma_{M0})$ si ottiene:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{rp,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{rp,Rd}} = 1$$

Sostituendo la forza di compressione a progetto, N_{Ed} con il carico di svergolamento, $N_{b,Rd}$, e il momento a progetto, M_{Ed} , con il momento di svergolamento, $N_{b,Rd} e_0 (1 - N_{b,Rd} / N_{cr})^{-1}$ dà:

$$1 = \frac{N_{b,Rd}}{N_{rp,Rd}} + \frac{N_{b,Rd} \cdot e_0}{M_{rp,Rd}} \cdot \left(\frac{1}{1 - N_{b,Rd} / N_{cr}} \right)$$

che si può risolvere per l’imperfezione equivalente:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$e_0 = \left(1 - \frac{N_{b,Rd}}{N_{rp,Rd}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{b,Rd}}{N_{cr}}\right) \cdot \left(\frac{M_{rp,Rd}}{N_{b,Rd}}\right)$$

Prima della presentazione dei documenti progettuali definitivi, Stretto di Messina ha richiesto un aumento da 1.05 a 1.10 del fattore di sicurezza parziale per le verifiche della sezione trasversale, secondo EN 1993-1-5 Capitolo 4.6. Tale modifica non compromette l'equazione riportata per determinare l'imperfezione equivalente, e_0 ; tuttavia, le capacità di momento e carico assiale della sezione trasversale utilizzate nell'equazione devono basarsi su γ_{M1} come riportato sotto:

$$N_{rp,Rd} = (f_y A_{rp} / \gamma_{M1})$$

$$M_{rp,Rd} = (f_y W_{rp} / \gamma_{M1})$$

Sebbene tale modifica provochi una riduzione della capacità di sollecitazione a progetto dei componenti delle gambe delle torri, l'aumento del livello conservativo è in parte bilanciato dalla riduzione dei momenti indotti di svergolamento globale, considerati nelle verifiche della sezione trasversale.

CALCOLO DEI MOMENTI FLETTENTI PER IMPERFEZIONE EQUIVALENTE

Il momento di svergolamento massimo si calcola dall'imperfezione iniziale equivalente e la distribuzione dei momenti di svergolamento deriva dall'autovettore dei momenti flettenti delle relative modalità di svergolamento.

Il momento massimo, M_{hk} , si calcola alla sezione "chiave" dall'imperfezione iniziale:

$$M_{hk} = \frac{N_{Ed,hk} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{Ed,hk}}{N_{cr}}}$$

dove il pedice "hk" indica che il parametro deve essere calcolato alla sezione "chiave" e $N_{Ed,hk}$ è la forza assiale della sezione chiave per ogni combinazione di carichi.

A una sezione trasversale ad altezza "h", l'effetto del momento di svergolamento è:

$$M_h = M_{hk} \frac{\eta_{Mh}}{\eta_{Mhk}}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

dove η_{Mhk} è il valore dell'autovettore del momento flettente alla sezione "chiave" e η_{Mh} è il valore dell'autovettore del momento flettente all'altezza "h".

Il momento massimo di svergolamento della torre si verifica a metà altezza rispetto al 70% della sommità della torre o alla base della torre. Momenti flettenti, carico assiale e proprietà della sezione differiscono nelle due posizioni e quindi si verificano le sollecitazioni di svergolamento in entrambe le posizioni per verificare che la sezione "chiave" critica sia identificata correttamente.

L'autovettore del momento di svergolamento fornisce sollecitazioni di flessioni zero nel punto di flesso, posto a circa 0,3H dalla base della torre. Il metodo analitico presentato suggerirebbe l'assenza di effetti di svergolamento in tale posizione. Considerando tuttavia tolleranze di costruzione realistiche, non sarebbe sicuro ignorare la presenza di alcune sollecitazioni correlate alle imperfezioni nel punto di flesso. La sollecitazione flessionale provocata dalla tolleranza della costruzione geometrica è considerata al minimo. Per semplicità, la tolleranza della costruzione geometrica è considerata H/2000 per lo svergolamento longitudinale e 1/2000 della distanza tra traversi per lo svergolamento trasversale.

5.2.2 Aerodinamica

Il comportamento della torre, durante e dopo la costruzione, è stato esaminato con test su modelli in sezione in scala 1:100 per la sezione trasversale delle gambe della torre e test su modelli aeroelastici completi in scala 1:100 e 1:200 per le torri separate. I test sui modelli delle torri sono stati completati da BMT Fluid Mechanics Ltd, a Teddington, Regno Unito (test sui modelli in sezione e test aeroelastici in scala 1:200), National Research Council a Ottawa, Canada (test aeroelastici in scala 1:100) e Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory a London, Canada (test aeroelastici in scala 1:200). I test sui modelli in sezione sono stati utilizzati per confermare i coefficienti di carico del vento. L'attuale attività di verifica si basa su tali coefficienti di carico del vento aggiornati, riepilogati alla Tabella 5-5 per quanto riguarda le gambe delle torri. Si riportano i coefficienti di resistenza, che rappresentano la forza del vento longitudinale, e portanza, che rappresentano la forza del vento trasversale. I coefficienti di resistenza e portanza sono normalizzati con dimensione delle gambe delle torri di 20 m, per fornire i coefficienti di carico del vento. I coefficienti delle gambe sopravento sono stati determinati dal test del modello in sezione che comprendeva una sola gamba. I coefficienti di carico del vento sono stati determinati dal test del modello in sezione che comprendeva entrambe le gambe della torre. I coefficienti delle gambe sottovento sono stati determinati sottraendo il coefficiente delle gambe sopravento dal coefficiente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

totale di ogni angolo del vento. Altri dati sono disponibili in CG.10.00-P-CL-D-P-SB-S3-00-00-00-00-01 "Aerodynamic calculations."

I test su modelli aeroelastici sono stati eseguiti al fine di valutare la tendenza della torre del ponte completa e separata alle vibrazioni indotte dal distacco dei vortici e determinare la quantità di smorzamento supplementare fornito per limitare tali vibrazioni a un livello accettabile. I test aeroelastici indicano la necessità di uno smorzamento supplementare durante la costruzione della torre per ridurre le accelerazioni sotto il limite di 0.5 m/s^2 specificato in GCG.F.05.03 Capitolo 6.1.4. I test aeroelastici indicano inoltre le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici sul ponte completato con velocità del vento massime di circa 40 m/s e 65 m/s. Le vibrazioni previste a una velocità del vento di 40 m/s saranno mitigate al massimo fornendo otto assorbitori armonici in ogni gamba della torre. Ogni assorbitore avrà una massa di circa 35 tonnellate, frequenza di 0.466 Hz e smorzamento modale dell'11%. Sebbene gli assorbitori armonici riducano l'ampiezza delle vibrazioni a una velocità del vento di 65 m/s, si prevedono comunque accelerazioni superiori a $0,5 \text{ m/s}^2$. Di conseguenza, le sollecitazioni supplementari risultanti provocate dalle deformazioni delle vibrazioni sono ritenute parte della risposta del vento globale considerata nei progetti dei traversi e delle gambe delle torri. Poiché la risposta del distacco dei vortici è valutata in base a condizioni di flusso regolare, la risposta del carico del vento totale tiene conto delle due seguenti condizioni, che si escludono a vicenda:

- 1 Risposta di vento statico combinata con risposta di vento dinamico;
- 2 Risposta di vento statico combinata con forze supplementari dovute alle vibrazioni indotte dal distacco dei vortici.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		Principi generali della progettazione		Codice documento PS0014_F0_ITA.doc

Angolo (gradi)	Totale		Gamba sopravento		Gamba sottovento	
	C _D	C _L	C _D	C _L	C _D	C _L
0.0	1.8	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0
5.0	1.7	0.0	1.7	0.2	0.0	-0.2
10.0	1.6	0.1	1.6	0.3	0.0	-0.3
15.0	1.8	0.3	1.4	0.5	0.4	-0.2
20.0	1.9	0.3	1.4	0.5	0.5	-0.2
25.0	2.0	0.3	1.4	0.4	0.6	-0.1
30.0	2.0	0.4	1.3	0.4	0.7	-0.1
35.0	1.9	0.3	1.2	0.4	0.7	-0.1
40.0	1.9	0.3	1.1	0.3	0.8	0.0
45.0	1.7	0.2	1.0	0.3	0.7	-0.1
50.0	1.5	0.1	0.8	0.2	0.7	-0.1
55.0	1.1	0.0	0.6	0.1	0.5	-0.1
60.0	0.8	0.2	0.4	0.3	0.4	-0.1
65.0	0.7	0.0	0.4	0.1	0.3	-0.1
70.0	0.7	0.5	0.3	0.0	0.4	0.5
75.0	0.4	0.5	0.3	0.3	0.3	0.1
80.0	0.5	0.9	0.2	0.5	0.3	0.4
85.0	0.6	0.6	0.3	0.3	0.3	0.3
90.0	0.6	0.0	0.3	0.0	0.3	0.0

Tabella 5-5: Coefficienti di carico del vento sulle gambe della torre

Gli effetti del distacco dei vortici sono stati determinati attraverso la scala delle relative modalità di vibrazione con le ampiezze di deformazione massime previste. I risultati del test nella galleria del vento indicano che le vibrazioni di distacco dei vortici previste a una velocità del vento di 65 m/s produrranno le ampiezze di spostamento massime riportate in Tabella 5-6.

Modalità	Frequenza	Ampiezza di spostamento massimo
Modalità n. 164 (Trasversale)	0,604 Hz	140 mm
Modalità n. 126 (Longitudinale)	0,477 Hz	30 mm

Tabella 5-6: Ampiezze di spostamento massime per distacco dei vortici

I componenti della torre sono proporzionali agli effetti predominanti delle combinazioni di carico del vento per distacco dei vortici e dinamico.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

5.2.3 Controfreccia superiore della torre durante la costruzione

La notevole differenza di lunghezza nella campata principale e laterale produce squilibri considerevoli nelle sollecitazioni progettuali sulla campata principale e sui lati di quella laterale della sezione trasversale delle gambe delle torri. I momenti di inclinazione massima all'interno (flessione verso la campata principale) e all'esterno (flessione verso la campata laterale) nelle gambe delle torri sono di ampiezza simile, ma i momenti di inclinazione massima all'interno derivano dal carico statico massimo sulla campata principale e i momenti di inclinazione minima all'esterno dal carico statico minimo sulla campata principale. Di conseguenza, i momenti massimi e minimi coesistono con sollecitazioni assiali molto diverse, che producono sollecitazioni prioritarie sbilanciate. Per bilanciare approssimativamente le sollecitazioni progettuali massime sulla campata principale e laterale della sezione trasversale, riducendo così la sollecitazione progettuale massima, le sommità della torre sono raccordate prima dell'installazione del cavo principale, affinché siano leggermente inclinate verso le campate laterali, in condizioni di carico statico a ponte completato.

Le gambe della torre sono costruite verticalmente senza bombatura. Il sistema di controfreccia viene introdotto al termine della costruzione delle gambe delle torri tramite cavi di collegamento delle sommità delle torri a terra ai blocchi di ancoraggio dei cavi principali o in prossimità dei medesimi. I cavi del sistema di controfreccia restano in posizione dopo l'installazione del cavo principale e vengono quindi rimossi, trasferendone il carico ai cavi principali della campata laterale.

All'installazione, i cavi del sistema di controfreccia sono sollecitati in modo da raggiungere uno spostamento della sommità della torre - a ponte completato - tale da indurre nella gamba della torre in questione una distribuzione del momento longitudinale alle condizioni di carico statico di riferimento. Tale processo fa sì che le torri siano leggermente inclinate verso le campate laterali, a ponte completato. Lo spostamento iniziale imposto dai cavi di controfreccia è superiore allo spostamento finale della sommità della torre a causa dell'allungamento dei cavi principali della campata laterale che si verifica durante la costruzione dell'impalcato. Alle condizioni di carico statico di riferimento del ponte completato, i momenti longitudinali delle gambe delle torri che compensano le sollecitazioni di compressione principali altrimenti sbilanciate sono prodotti da una combinazione tra forza di taglio chiusa applicata dai cavi principali e momenti di primo e second'ordine provocati dai carichi assiali che agiscono sulla torre non a piombo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

5.2.4 Analisi sismica

La concezione generale del progetto di presentazione della torre si basava sull'analisi spettrografica di risposta, con gli spettri del progetto riportati nei Principi base. L'analisi era stata eseguita supponendo uno smorzamento viscoso del 5% per le modalità di vibrazione. A seguito della presentazione generale concepita, il progetto della torre è stato aggiornato, in base all'analisi sismica cronologica non lineare. L'analisi cronologica consente una disamina più appropriata dell'azione dei buffer dell'impalcato, smorzamento e rigidità delle fondazioni. Il modello di analisi comprende gli effetti degli assorbitori armonici forniti per ridurre le vibrazioni del distacco dei vortici.

L'analisi cronologica si avvale di cronologie compatibili con gli spettri a progetti specificati nei Principi di base e allegati al documento DT.ISP.S.I.R2.001 "Storie temporali dell'azione sismica". I Principi di base del 1992 riportano quattro serie di cronologie di input per il lato Calabria e quattro per il lato Sicilia. Gli otto input sono tutti compatibili con lo spettro a progetto indicato per entrambe le coste e sono quindi trattati come indipendenti, consentendo l'uso dei risultati medi delle otto analisi per il progetto secondo EN 1998-2 Capitolo 4.2.4.3. In considerazione dell'eccezionale rilevanza del ponte, le torri saranno valutate anche nell'ambito dei risultati dell'analisi cronologica tenendo conto dei fattori parziali materiali pari a 1.00. L'obiettivo di tale valutazione supplementare è individuare la portata del danno eventualmente causato da un evento sismico più ampio del previsto.

L'impalcato sospeso è molto flessibile e le risposte sismiche delle due torri sono essenzialmente assorbite. Di conseguenza, gli effetti delle eccitazioni su più supporti (date le diverse condizioni del suolo, lo slittamento temporale o l'incoerenza) durante un evento sismico reale sarebbero trascurabili per le risposte sismiche delle torri e ogni serie di cronologie di input si applicherebbe a tutti i supporti per ogni analisi.

Lo spettro della risposta di smorzamento del 5% per ogni input cronologico orizzontale è confrontato con gli spettri ULS target a progetto in Figura da 5-1 a 5-8 per intervalli fino a 10 s. I componenti cronologici orizzontali forniti sono etichettati come componente 1 e componente 2 (direzioni 1 e 2 nelle figure), senza specificare se siano longitudinali o trasversali rispetto all'asse del ponte; tuttavia, poiché tutti gli input sono compatibili con lo stesso spettro a progetto, la particolare direzionalità dei componenti orizzontali avrà un effetto trascurabile sui risultati cronologici medi. Per completare le analisi, si è supposto che la direzione 1 sia parallela all'asse

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

del ponte e la direzione 2 trasversale. Lo spettro di ogni input cronologico devia leggermente dallo spettro target a progetto nell'intero range temporale, senza compromettere una maggiore o minore severità rispetto al target. Le dispersioni degli input cronologici contribuiscono alla variabilità delle risposte cronologiche della struttura. Tale contributo deve essere considerato nella valutazione delle caratteristiche statistiche generali delle risposte della torre agli otto input.

Lo spettro medio di smorzamento del 5% degli otto input cronologici è confrontato con lo spettro target a progetto in Figura 5-9, che riporta anche - sull'asse verticale secondario - la deviazione standard e il coefficiente di variazione (COV) degli input cronologici in funzione del periodo. Lo spettro medio di un input cronologico è estremamente coerente con lo spettro target a progetto, suggerendo che gli effetti delle forze cronologiche medie debbano fornire una rappresentazione idonea del livello target a progetto. Come previsto, la deviazione standard degli spettri cronologici diminuiscono con l'aumento del periodo. Il COV degli spettri cronologici resta relativamente costante al 6%-7% dei periodi rilevanti per il progetto della torre. Tali confronti sono stati eseguiti in base a uno smorzamento costante presunto del 5%. In realtà, lo smorzamento di Rayleigh utilizzato nell'analisi cronologica non è costante e quindi le deviazioni dello spettro medio input dallo spettro target saranno maggiori, con conseguente dispersione supplementare dei risultati cronologici. Se si converte lo spettro orizzontale a progetto dal 5% al 2% (più rappresentativo dello smorzamento che regola la maggior parte delle modalità della torre) utilizzando il fattore di amplificazione 1.32 come indicato nello studio sismico del 1992 di Stretto di Messina (vedere Capitolo 4.2.1.3 di Specifiche progettuali per l'Opera di Attraversamento), lo spettro smorzato medio del 2% degli input cronologici risulta molto coerente con lo spettro; tuttavia, il COV degli input cronologici nel range temporale più importante per il progetto della torre aumenta approssimativamente al 12% in caso di smorzamento del 2%. Lo spettro del 2% a progetto e lo spettro cronologico medio sono riportati in Figura 5-10 con deviazione standard degli spettri cronologici e COV in funzione del periodo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

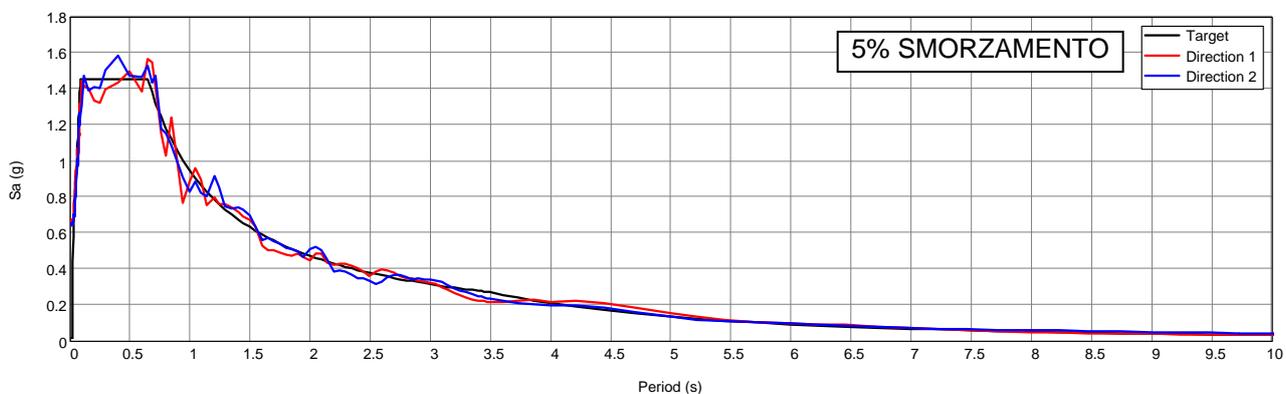


Figura 5-1: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Sicilia 1

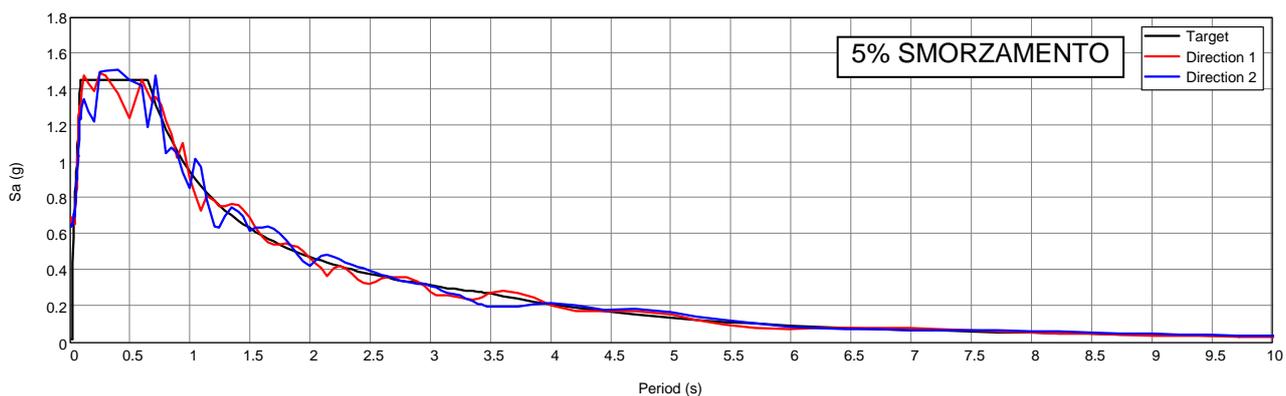


Figura 5-2: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Sicilia 2

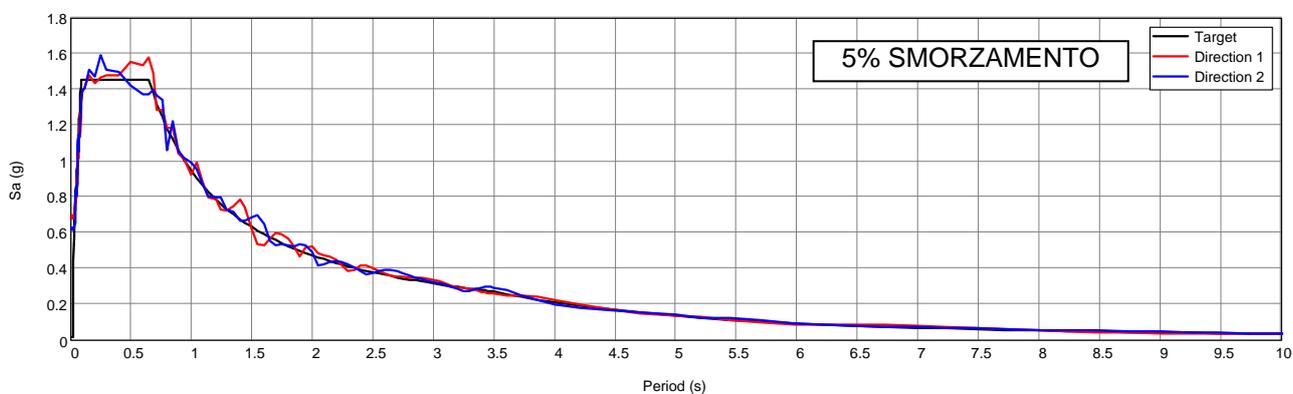


Figura 5-3: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Sicilia 3

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev 0	Data 21-04-2011

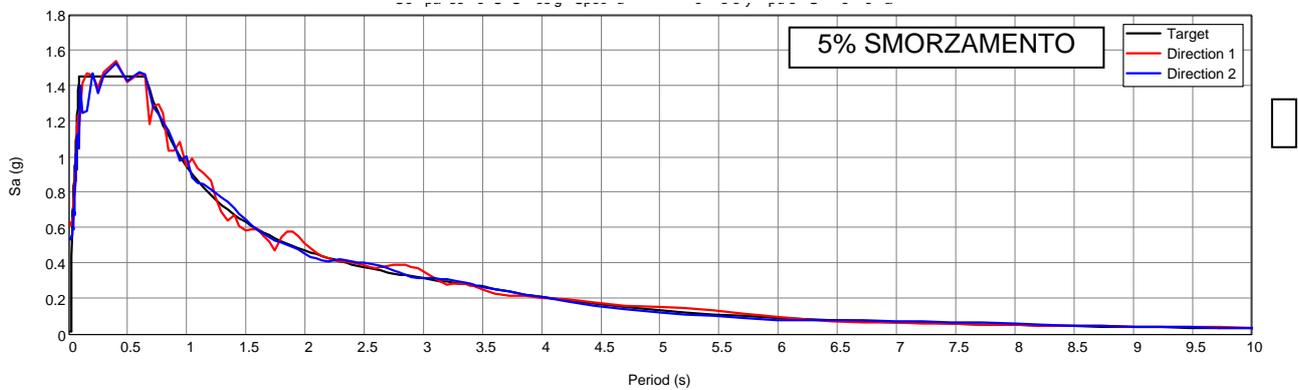


Figura 5-4: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Sicilia 4

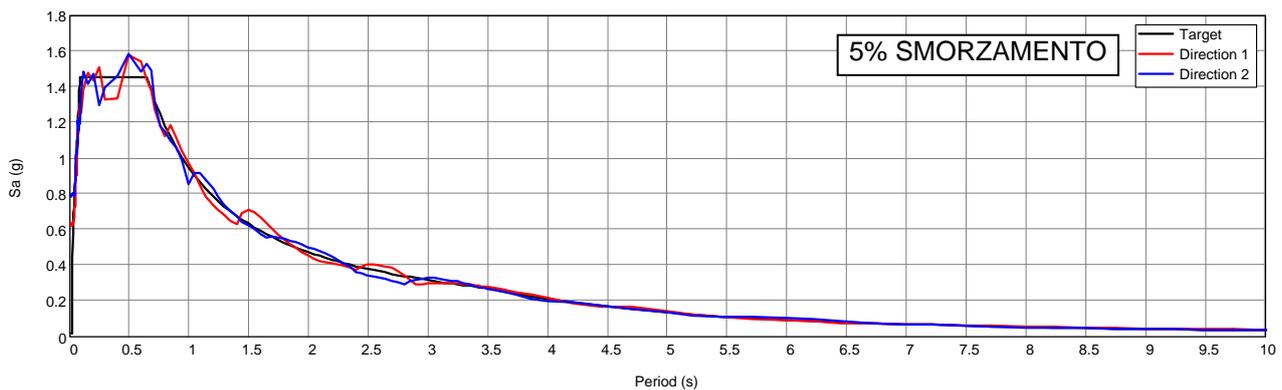


Figura 5-5: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Calabria 1

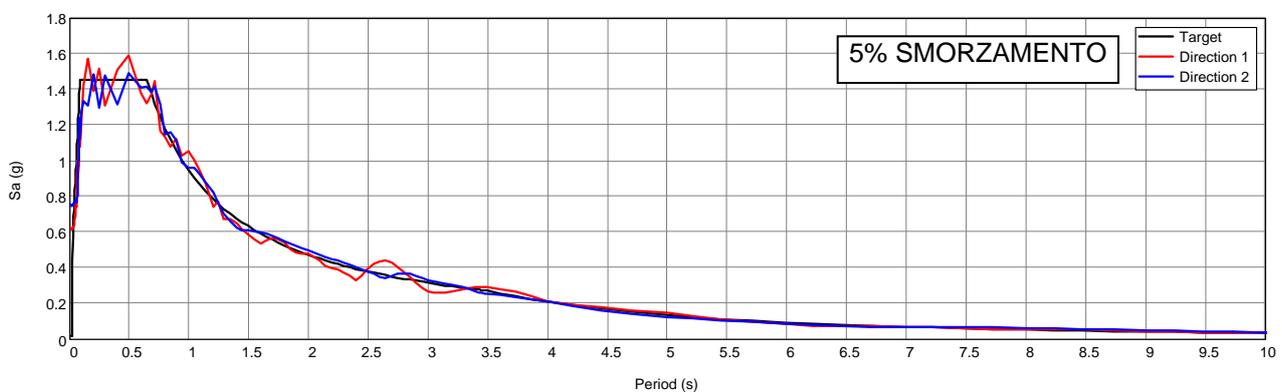


Figura 5-6: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Calabria 2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

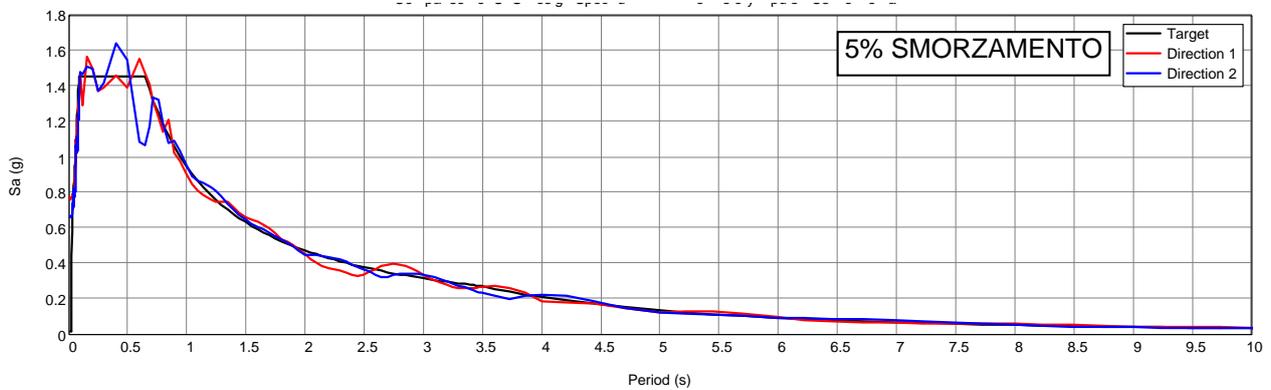


Figura 5-7: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Calabria 3

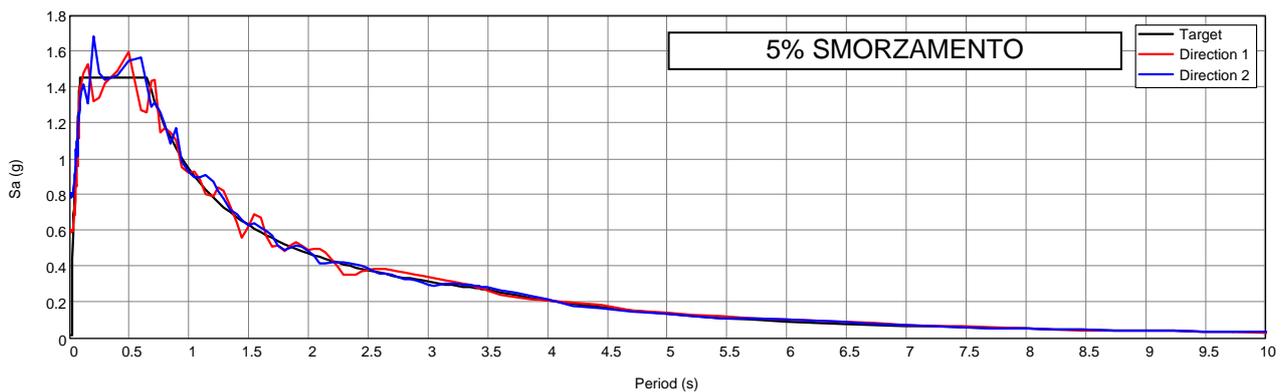


Figura 5-8: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto e lo spettro dell'input cronologico Calabria 4

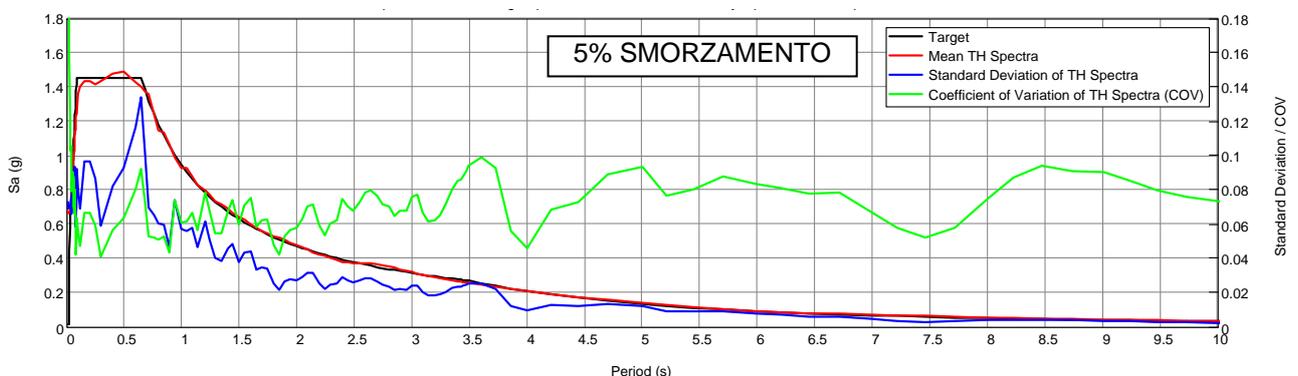


Figura 5-9: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto (smorzamento del 5%) e lo spettro smorzato medio del 5% di tutti gli input cronologici, nonché deviazione standard e COV negli spettri cronologici in funzione del periodo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

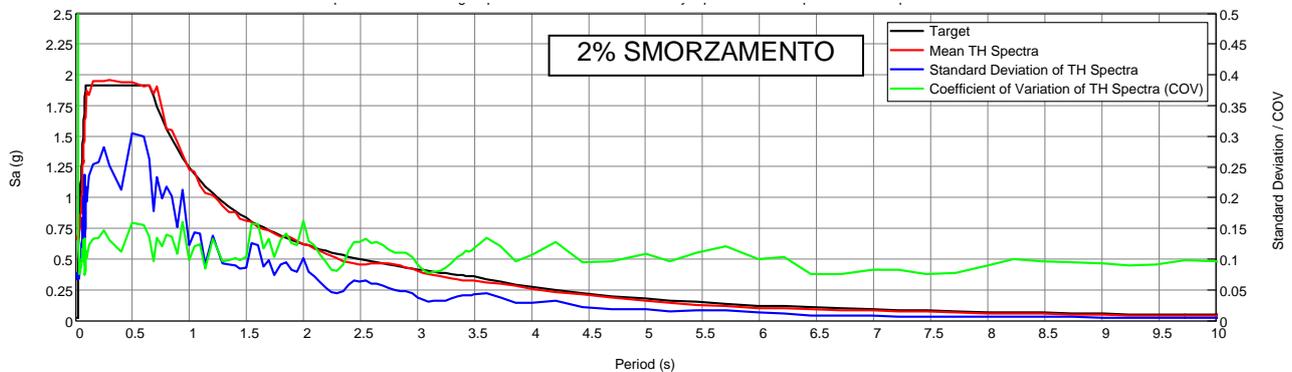


Figura 5-10: Confronto tra lo spettro orizzontale ULS a progetto (smorzamento del 2%) e lo spettro smorzato medio del 2% di tutti gli input cronologici, nonché deviazione standard e COV negli spettri cronologici in funzione del periodo.

Ogni input cronologico comprende due serie di accelerazioni verticali e una orizzontale. Le onde sismiche si propagano lungo una determinata direzione dal punto di rottura in una zona di partenza al sito del ponte e quindi l'utilizzo simultaneo di eccitazioni a resistenza massima nelle tre direzioni è inutilmente conservativo. Di conseguenza, i Principi base consentono l'applicazione dei fattori di regolazione 1,0, 0,8 e 0,75 alla componente verticale e alle due orizzontali degli input. Si considerano i due casi di carico riportati di seguito per ogni serie di cronologie di input:

Combinazione dominante longitudinale: 1,0·Longitudinale + 0,8·Trasversale + 0,75·Verticale

Combinazione dominante trasversale: 0,8·Longitudinale + 1,0·Trasversale + 0,75·Verticale

Si applica lo smorzamento di Rayleigh (smorzamento proporzionale di rigidità e massa) per ottenere lo smorzamento viscoso nell'analisi cronologica. Si selezionano i coefficienti proporzionali di massa e rigidità rispettivamente $\alpha = 0,07902 \text{ s}^{-1}$ e $\beta = 0,00384 \text{ s}$ per fornire uno smorzamento approssimato del 2% per le modalità di vibrazione dominanti, che contribuiscono maggiormente alle risposte longitudinali e trasversali della torre (modalità target). I coefficienti e la curva di smorzamento di Rayleigh sono riportati in Figura 5-11, in cui il rapporto di smorzamento è rappresentato graficamente sull'asse verticale e il periodo di vibrazione sull'asse orizzontale. Le modalità di vibrazione sono comprese tra 0,75 s e 2,49 s, rappresentate dagli assi verticali neri in figura. L'utilizzo del rapporto di smorzamento del 2% per le modalità di vibrazione dominanti della torre nell'analisi cronologica è ritenuto appropriato per le torri in acciaio saldato, progettate per mantenersi essenzialmente elastiche allo stato limite ultimo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

L'applicazione dello smorzamento di Rayleigh introduce lo smorzamento elevato artificiale nei modelli con vibrazioni elevate o ridotte all'esterno del range delle modalità target. Lo smorzamento di Rayleigh tende a smorzare le modalità di vibrazione elevate associate all'auto-risposta delle fondazioni della torre. Gli effetti di tale smorzamento artificiale non sono significativi per le fondazioni della torre in quanto il picco di risposta delle torri in acciaio non avviene contemporaneamente al picco di auto-risposta delle fondazioni della torre e le fondazioni della torre sono attualmente progettate utilizzando un modello indipendente che rileva l'auto-risposta. Analogamente, anche gli effetti di tale smorzamento artificiale delle fondazioni sono irrilevanti per le torri.

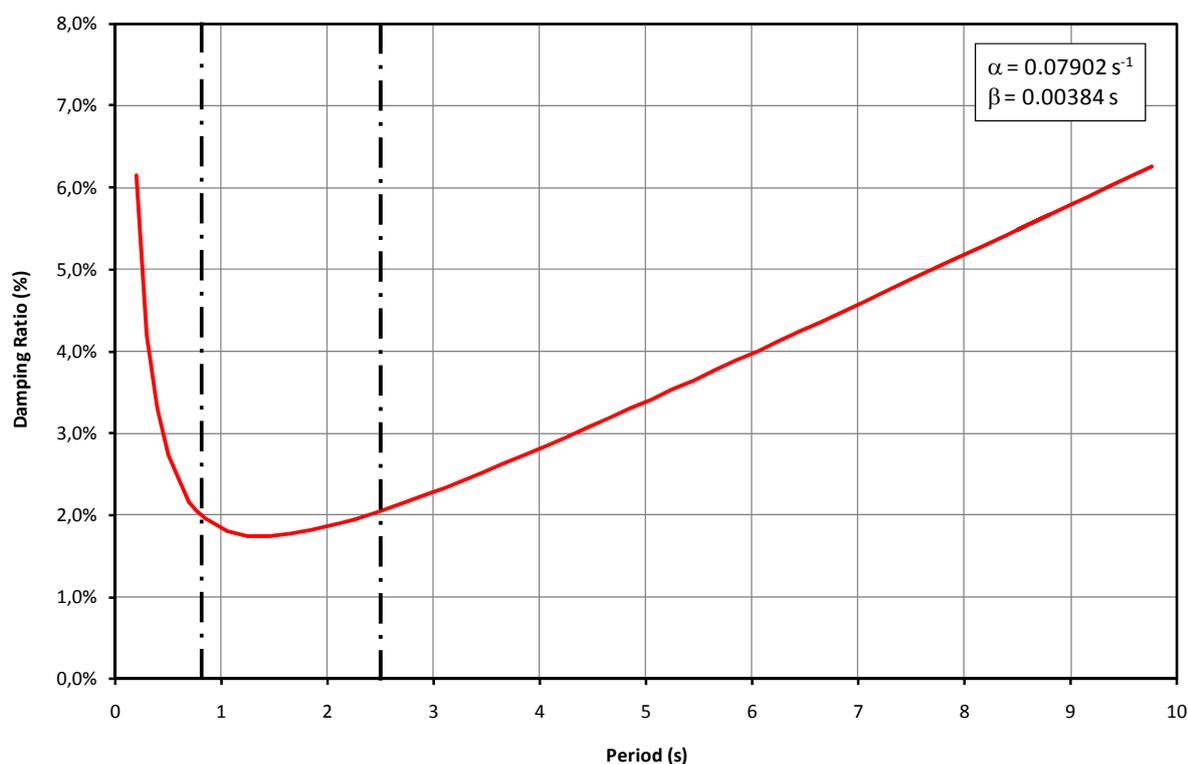


Figura 5-11: Curva di smorzamento di Rayleigh utilizzata per l'analisi cronologica.

Poiché i parametri dell'analisi e le proprietà fisiche del terreno su cui si fonda la struttura sono incerti, è prudente valutare gli effetti delle variazioni di tali parametri e proprietà sulla risposta strutturale. Era stata eseguita una serie di analisi cronologiche per la combinazione dominante longitudinale del primo input della torre lato Sicilia (Acc01_ts92) considerando il caso base, con valori nominali o target per ogni parametro e tenendo conto delle variazioni dei parametri descritti sotto. Lo studio della sensibilità era stato completato utilizzando la versione 3.3 del modello; date

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

le modifiche di modesta entità apportate al modello dalla versione 3.3 alla 3.3f, che costituisce la base del progetto della torre, le conclusioni dello studio di sensibilità restano valide.

1 Rigidità e smorzamento delle fondazioni

I valori di rigidità e smorzamento nelle matrici per l'interazione suolo-struttura fornita da Rampello sono valori effettivi considerando l'azione non lineare del suolo a un determinato livello di eccitazione. Le cronologie di input 2004 erano state utilizzate per sviluppare le matrici di rigidità e smorzamento nell'interazione suolo-struttura. Gli input 2004 erano stati generati dalla modellizzazione fisica di zone di origine del sisma, meccanismo di rottura e propagazione di onde. Gli spettri di risposta delle cronologie di input 2004 sono notevolmente inferiori rispetto agli spettri a progetto del 1992 entro il range temporale di interesse per la risposta della torre. I Documenti di gara richiedono l'utilizzo di input compatibili dello spettro a progetto per il progetto strutturale. Di conseguenza, le cronologie di input utilizzate nel progetto strutturale non sono coerenti con quelle utilizzate per sviluppare le matrici di rigidità e massa. I valori di rigidità sono quindi sopravvalutati e quelli di smorzamento sottovalutati a causa delle cronologie di input applicate al progetto strutturale. Gli effetti di rigidità e smorzamento sono valutati eseguendo l'analisi con i valori limite superiore e inferiore di ciascuno.

2 Smorzamento di Rayleigh

Si considerano tre serie di coefficienti di smorzamento proporzionali a massa e rigidità. La prima serie corrisponde alla curva di smorzamento riportata in Figura 5-11, è l'abbinamento ottimale con il rapporto di smorzamento del 2% per le modalità target della torre ed è indicato come "Idoneità ottimale". La seconda serie riduce lo smorzamento artificiale alle modalità elevate, pur mantenendo un rapporto di smorzamento ragionevolmente prossimo al 2% per le modalità target ed è indicato con "Idoneità elevata". La terza serie riduce lo smorzamento artificiale alle modalità ridotte, pur mantenendo un rapporto di smorzamento ragionevolmente prossimo al 2% per le modalità target ed è indicato con "Idoneità ridotta".

I risultati dell'analisi della sensibilità per i momenti longitudinali e trasversali in una gamba della torre lato Sicilia sono riportati rispettivamente in Figura 5-12 e 5-13. In ognuna di esse, la quota è rappresentata graficamente sull'asse verticale e il momento sull'asse orizzontale. I momenti longitudinali sono influenzati principalmente dalla rigidità delle fondazioni; tuttavia le differenze nella risposta strutturale nel caso base della rigidità limite inferiore o superiore sono generalmente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

ridotte, a differenza dell'area in prossimità del punto di flessione a circa 125 m. I momenti longitudinali sono relativamente insensibili alle variazioni degli altri parametri, quindi i loro valori target o nominali sono utilizzati per l'analisi cronologica finale. Analogamente, i momenti trasversali non sono sensibili alle variazioni di qualsiasi parametri di input.

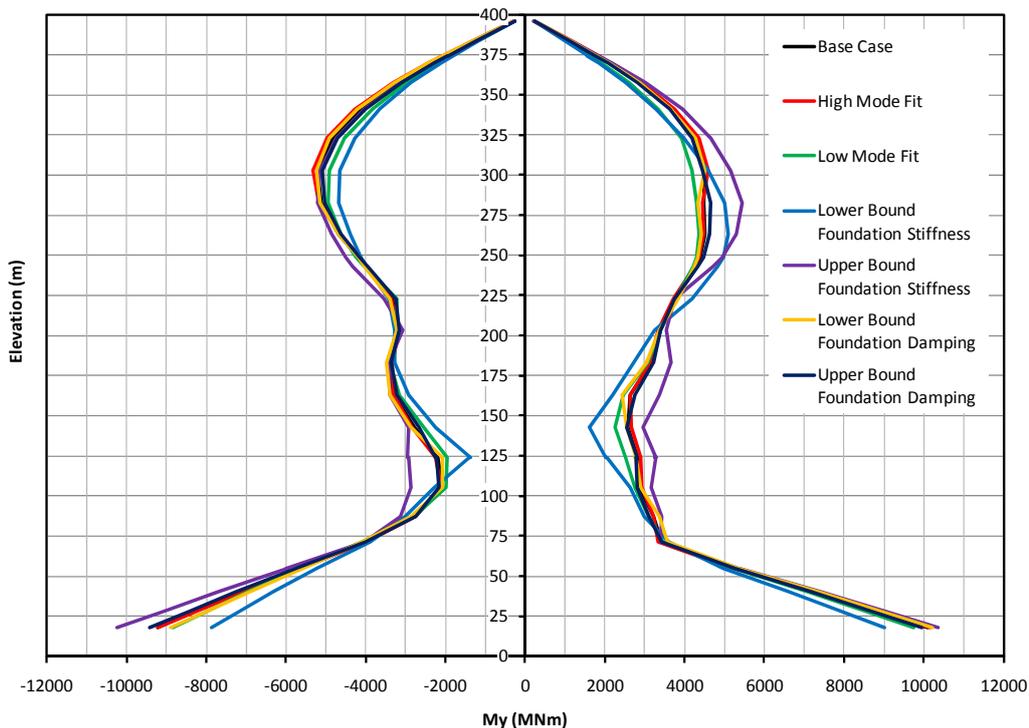


Figura 5-12: Variazione nell'area del momento longitudinale delle gambe della torre lato Sicilia

Date le procedure conservative utilizzate per sviluppare le rigidità delle fondazioni, sarebbe ragionevole utilizzare valori limite ridotti. Tuttavia, è difficile valutare l'effetto reale della rigidità delle fondazioni sul progetto basandosi unicamente sull'analisi della sensibilità, eseguita per un solo movimento di input. Era stata quindi eseguita la serie completa di movimenti di input con rigidità delle fondazioni nominali e del limite inferiore. I momenti longitudinali medi in una gamba della torre lato Sicilia delle due serie eseguite sono messi a confronto in Figura 5-14. Come nelle figure precedenti, la quota è rappresentata graficamente sull'asse verticale e il momento sull'asse orizzontale. In generale, la risposta media degli otto movimenti di input è inferiore a quella di un singolo input considerando l'analisi della sensibilità. Per gran parte dell'altezza della torre, i momenti medi delle due rigidità di fondazione sono alquanto simili. Come rilevato nell'analisi della sensibilità, le differenze sono leggermente maggiori attorno a quota 125 m.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento <i>PS0014_F0_ITA.doc</i>	Rev 0	Data 21-04-2011

Data la carenza generale di sensibilità della risposta strutturale delle gambe della torre e quindi le quantità a progetto nelle variazioni dei parametri input, l'analisi cronologica utilizzata per il progetto della torre si basa su input target e nominali: rigidità nominale delle fondazioni, smorzamento delle fondazioni e smorzamento di Rayleigh target.

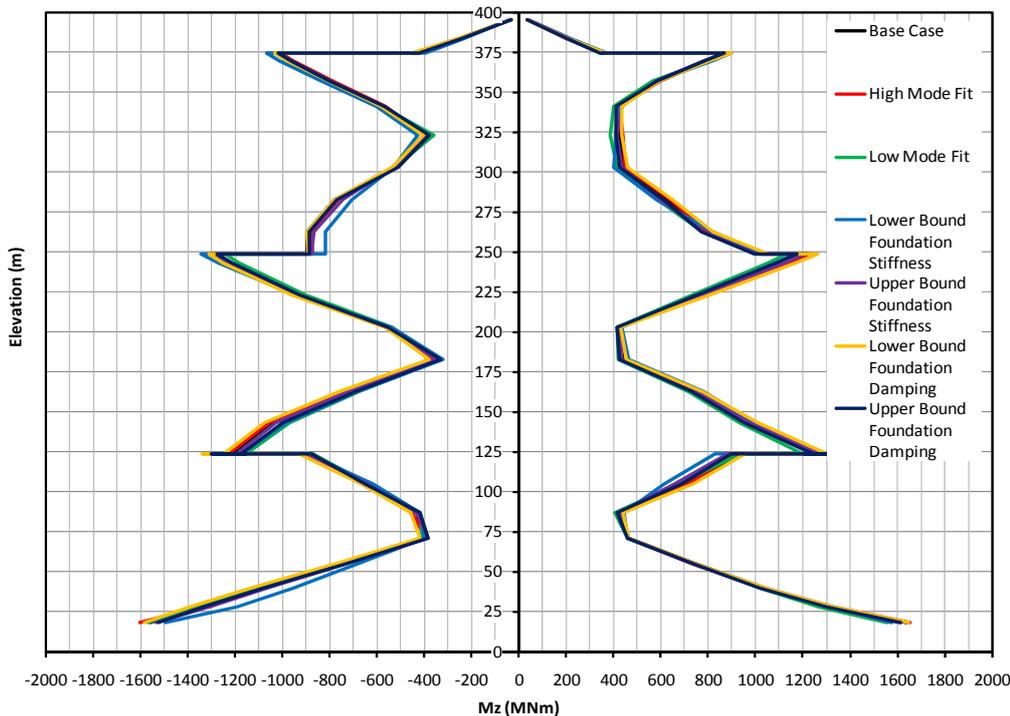


Figura 5-13: Variazione nell'area del momento trasversale delle gambe della torre lato Sicilia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left; padding: 2px;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left; padding: 2px;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center; padding: 2px;">F0</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">20-06-2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20-06-2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20-06-2011						

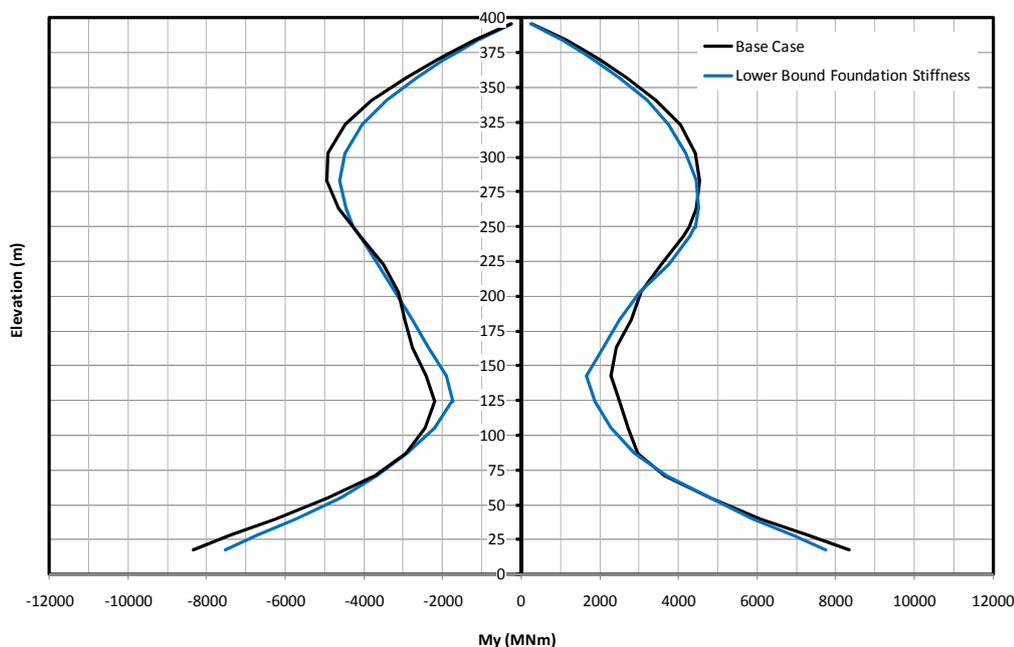


Figura 5-14: Momenti longitudinali medi per le otto esecuzioni dell'analisi cronologica

5.2.5 Scenari di carico accidentali

Il capitolo 5.4 del progetto di base GCG.F.04.01 implica di considerare le azioni accidentali come incendio, esplosione e impatto negli ULS e SILS nei componenti le cui performance sarebbero compromesse da tali eventi.

Le probabilità che si verifichino questi tre scenari di carico accidentale sono determinate nell'Analisi dei rischi operativi (nota di riferimento A09055-NOT-3-024 "Accidental loads resulting from the operational risk assessment"). Gli scenari con probabilità annuali di occorrenza maggiore o uguale a 0,0001 sono ritenuti gli scenari progettuali di ULS e SILS. Gli scenari con probabilità annuali di occorrenza tra 0,0001 e 0,00002 sono ritenuti gli scenari progettuali di SILS soltanto. Gli scenari con probabilità annuali di occorrenza inferiore a 0,00002 e meno verosimili rispetto ad altri scenari SILS, sono considerati solo a scopo di valutazione.

Gli scenari progettuali sono affrontati proporzionando la struttura in modo che resista agli effetti imposti o specificando misura idonee protettive o riduttive per limitare gli effetti imposti in modo che la struttura possa resistere agli stessi proporzionalmente.

Gli scenari di valutazione sono affrontati valutando le conseguenze verosimili degli effetti sulla struttura, incluse le valutazioni di danni probabili, potenziale redistribuzione dell'effetto della forza e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

potenziale di crollo. Data la natura rara e grave di tali scenari, le valutazioni comprenderanno generalmente calcoli semplificati e descrizioni qualitative dell'azione strutturale prevista con le potenziali conseguenze.

Per la torre, l'Analisi dei rischi operativi ha individuato l'incendio come scenario progettuale, l'impatto e l'esplosione come scenari di valutazione. Le valutazioni di tali carichi accidentali sono riportate in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 "Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices" e il sommario degli effetti sulle gambe delle torri in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 "Specialist Technical Design Report, Towers."

5.3 Comportamento locale

Le verifiche globali di modellizzazione e progettazione descritte nella presente relazione saranno integrate dalla modellizzazione locale e semi-locale degli elementi "shell" per i seguenti componenti:

- Collegamento della gamba della torre al traverso;
- Irrigidimenti trasversali della gamba della torre e piastre del diaframma trasversale;
- Segmento completo della gamba della torre.

Le basi di queste analisi sono riepilogate nei capitoli seguenti.

5.3.1 Collegamento della gamba della torre al traverso

L'analisi e la modellizzazione globale di gambe delle torre e traversi sono integrate dalla modellizzazione semi-locale del collegamento tra traversi e gambe delle torri. Scopo della modellizzazione semi-locale è rappresentare al meglio l'interazione tra sollecitazioni longitudinali dominanti nei componenti delle gambe delle torri e l'introduzione delle forze di taglio dell'anima dei traversi e delle forze assiali della flangia dei traversi nel sistema di irrigidimento trasversale delle gambe della torre. I risultati del modello semi-locale si utilizzano per verificare l'adeguatezza dei calcoli manuali preliminari applicati per determinare il flusso di forze dal traverso alla gamba della torre e definire l'irrigidimento e il materiale supplementare richiesto nell'area di collegamento.

Il modello semi-locale è costruito come parte integrante del modello globale IBDAS in modo da corrispondere adeguatamente alle condizioni limite e disporre di una serie di carichi e

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

combinazioni di carichi coerenti con quelli utilizzati nel modello globale. Il traverso 2 è stato selezionato per il modello dettagliato in quanto è quello maggiormente caricato delle tre. Le viste isometriche e delle quote del modello a reticolo degli elementi “shell” sono riportate rispettivamente in Figura 5-15 e 5-16.

Dettagli più completi di modellizzazione, analisi e risultati sono riportati in CG.10.00-P-RG-D-P-SV-00-00-00-00-00-03 “Semi-local IBDAS Model, Towers.” I risultati dell’analisi semi-locale sono discussi in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 “Specialist Technical Design Report, Towers” e i calcoli relativi ai collegamenti dalla gamba della torre al traverso sono riportati in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 “Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices.”

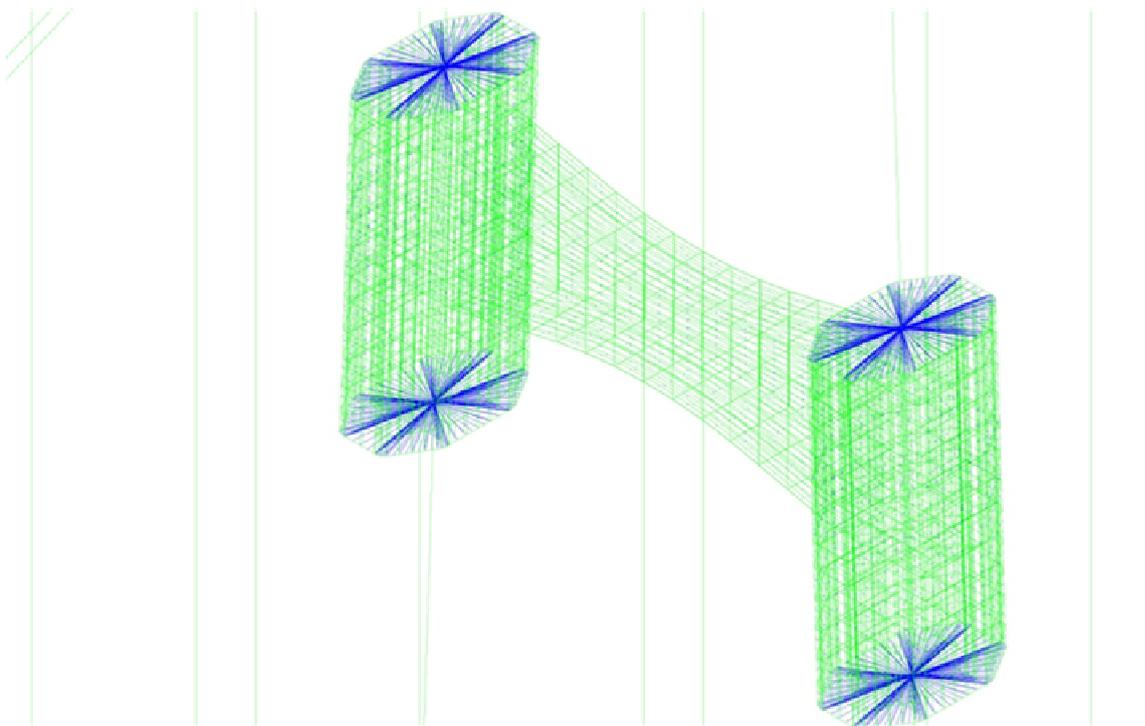


Figura 5-15: Vista isometrica del modello semi-locale dei collegamenti del traverso alla gamba della torre.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

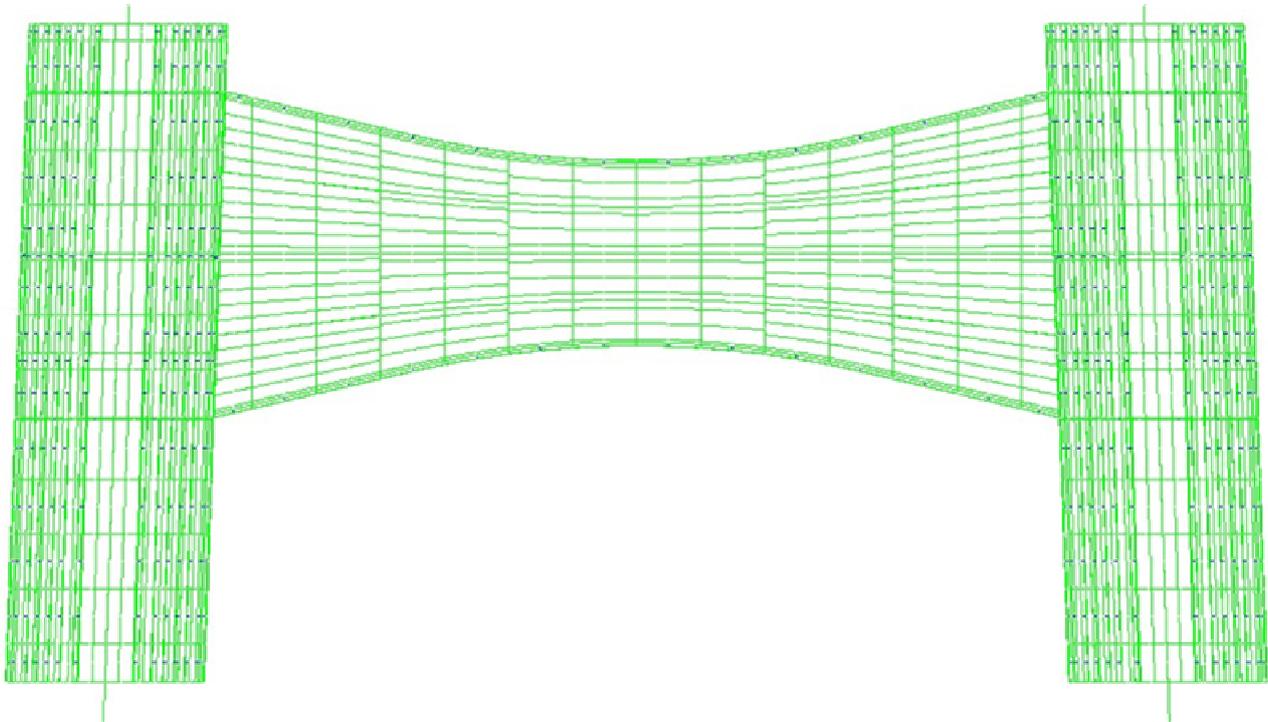


Figura 5-16: Quota trasversale del modello semi-locale dei collegamenti del traverso alla gamba della torre.

5.3.2 Analisi di svergolamento di piastre del diaframma e irrigidimenti trasversali della gamba della torre

Nella presentazione concettuale generale del progetto della torre, gli irrigidimenti longitudinali delle gambe della medesima erano collegati alle anime di ogni irrigidimento trasversale con piastre di collegamento e la flangia di irrigidimento trasversale era fissata agli irrigidimenti longitudinali in posizioni discrete per prevenire lo svergolamento trasversale. Tali collegamenti delle flange erano richiesti per fornire un peso minimo delle flange in grado di soddisfare EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1, paragrafo (8) o (9).

La rimozione di entrambe le piastre di collegamento, descritta al Capitolo 5.3.3, e i fissaggi intermedi delle flange sono stati esaminati per ridurre i costi di fabbricazione. L'analisi dettagliata degli elementi finiti è stata utilizzata per determinare le dimensioni ottimali della flange e soddisfare i requisiti di stabilità di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(8) o (9) in quanto i calcoli manuali tradizionali tendono a sottovalutare la stabilità della flangia.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

Questa indagine è stata accompagnata da una nuova disposizione degli elementi di rinforzo trasversali nelle gambe della torre, che ha tratto vantaggio dai risultati dell'analisi descritta al Capitolo 5.3.3 e riduce i costi di fabbricazione, consentendo una procedura semplificata del gruppo della sezione trasversale e abbassando il numero di elementi di rinforzo trasversali attraversati dagli irrigidimenti longitudinali. La piastra A è stata ispessita in modo da non richiedere irrigidimenti trasversali per la stabilità del singolo irrigidimento longitudinale. Gli irrigidimenti trasversali alle piastre B, C, E, F e H sono stati sostituiti da un diaframma triangolare che riempie la cella inclusa. Di conseguenza, soltanto le piastre D 3 G richiedono irrigidimenti trasversali. La disposizione originale e quella rivista dell'irrigidimento trasversale sono riportate in Figura 5-17. La piastra G è larga solo 4 metri, quindi l'irrigidimento trasversale non richiede fissaggio intermedio della flangia. Le analisi sono dunque limitate agli irrigidimenti della piastra D, che hanno una distanza definita di 8 m tra le piastre H.

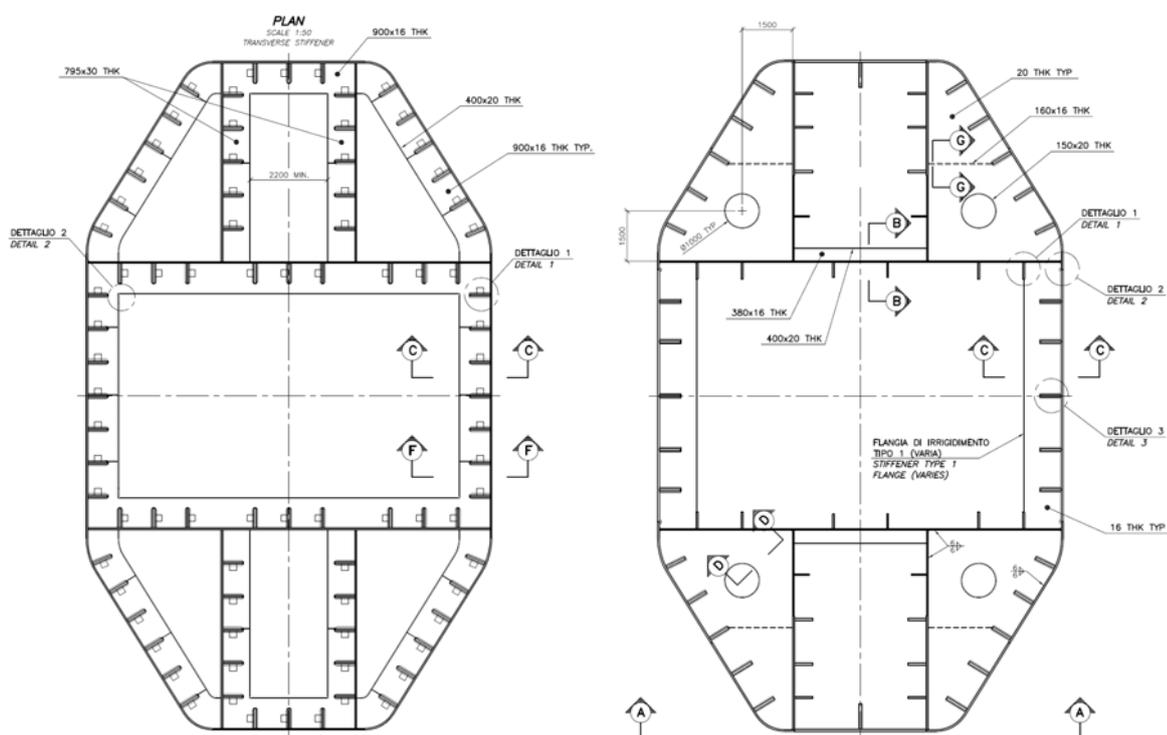


Figura 5-17: Concezione generale e disposizione rivista dell'irrigidimento trasversale.

La stabilità dell'irrigidimento trasversale è stata valutata determinando i carichi di svergolamento critico elastico attraverso il software di analisi degli elementi finiti SAP2000. L'analisi è stata utilizzata per proporzionare gli irrigidimenti trasversali per spessori della piastra D ridotti, medi ed

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

elevati, in quanto il carico fuori piano dell'irrigidimento trasversale aumenta con l'area della piastra di rinforzo.

Il modello di analisi dell'elemento "shell" comprende:

- Irrigidimento trasversale di 8,0 metri di lunghezza tra le piastre H con tagli per consentire il passaggio degli irrigidimenti longitudinali;
- Piastra di rivestimento che si estende per 3,5 metri sopra e sotto l'irrigidimento trasversale;
- Irrigidimenti trasversali che si estendono per 3,5 metri sopra e sotto;
- Piastra contigua che si estende per 3,5 metri sopra e sotto (la presenza degli irrigidimenti trasversali sulla piastra H è trascurata in quanto questi ultimi non sono affidabili - ai fini della stabilità poiché il carico sulla gamba è prossimo allo stato limite ultimo - e interamente sollecitati dai carichi longitudinali);
- Serie di elementi di rigidità flessionale estremamente ridotta lungo l'anima dell'irrigidimento trasversale all'interfaccia con la piastra di rivestimento; necessaria per la conformità ai requisiti di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(9) "non considerando il vincolo di rotazione dalla piastra"

La Figura 5-18 mostra la vista isometrica del modello tipico per l'analisi. I vincoli ai bordi sono utilizzati per garantire la continuità del campo di spostamento alle interfacce tra elementi di dimensioni diverse.

Il modello è soggetto a carico di second'ordine calcolato secondo EN 1993-1-5 capitolo 9.2.1, applicato lateralmente sulla faccia esterna della piastra di rivestimento alla quota dell'irrigidimento trasversale.

L'analisi iniziale degli elementi finiti con una serie di sezioni trasversali della flangia ha evidenziato l'impraticabilità dei requisiti di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(8) o (9) per una campata di 8 metri netti, come indicato dai precedenti calcoli manuali. Di conseguenza, i requisiti di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(8) e (9) sono stati rivisti alla luce della pratica progettuale tradizionale, in cui la resistenza dell'irrigidimento sarebbe stata calcolata come se la flangia e metà anima fossero un pilastro di compressione. Questa revisione ha evidenziato che i requisiti di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(8) e (9) sono ragionevoli per irrigidimenti "massicci" (pesanti per la lunghezza), ma non adatti a

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

irrigidimenti lunghi come quelli richiesti sulla piastra D. Ciò è dimostrato dal valore consigliato $\theta = 6$, che corrisponde a una snellezza relativa di:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\theta f_y}} = \sqrt{\frac{1}{\theta}} = \sqrt{\frac{1}{6}} = 0.41$$

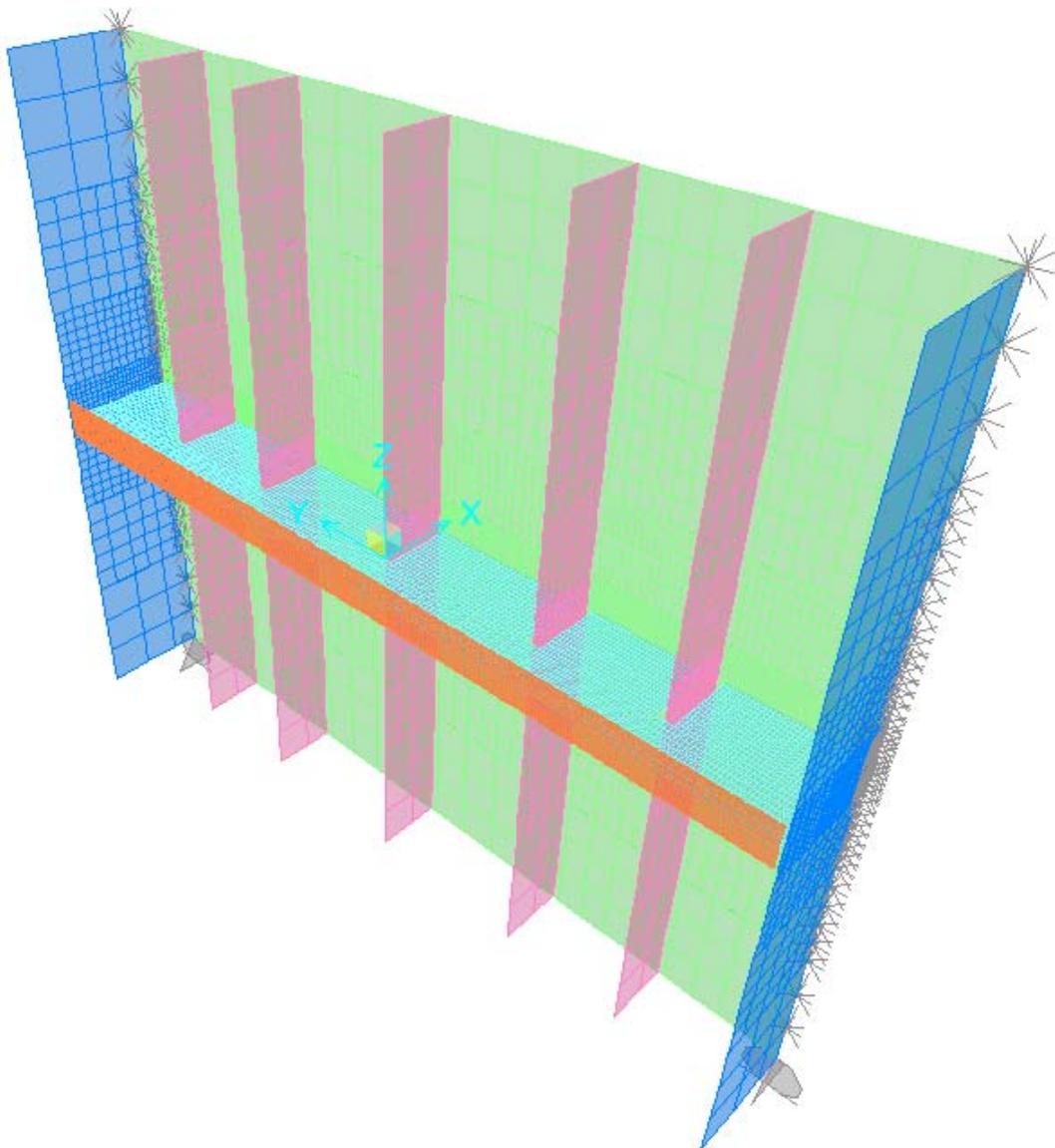


Figura 5-18: Vista isometrica del modello di analisi di svergolamento dell'irrigidimento trasversale.

L'approccio semplificato di limitare la snellezza a 0,41 è inutilmente conservativo se gli irrigidimenti trasversali sono progettati tenendo adeguatamente conto del carico e dell'azione e purché la

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

snellezza dei pilastri non sia limitata in modo analogo. Di conseguenza, la verifica di stabilità è stata rivista per utilizzare la sollecitazione massima del pilastro, χ^f_y / γ_{M1} , calcolata secondo EN 1993-1-1 Capitolo 6.3.1, ma applicando il fattore di imperfezione aumentato, α_e , in EN 1993-1-5 Capitolo 4.5.3(5), che consente una maggiore tolleranza di fabbricazione per le flange degli irrigidimenti rispetto alle flange delle colonne.

Le dimensioni delle flange per diversi spessori della piastra D sono state valutate con calcoli manuali. Le flange stimate sono state inserite nel modello degli elementi finiti e sottoposte a carico calcolato in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1, ma limitate in modo che la sollecitazione massima non superi la resistenza fornita dai calcoli iniziali. Da tali carichi, si rileva il fattore di svergolamento elastico tramite l'analisi degli elementi finiti, per fornire la sollecitazione di svergolamento elastico, σ_{cr} , per ogni dimensione della flangia. Ciò è stato in seguito sostituito nel calcolo della snellezza relativa ed è stata calcolata la resistenza di sollecitazione massima, utilizzata come sollecitazione limite in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1 per determinare le dimensioni di ogni piastra idonee allo spessore della piastra D.

L'analisi degli elementi finiti calcola la variazione della sollecitazione di flessione lungo l'irrigidimento, generando un risparmio maggiore rispetto ai semplici calcoli manuali.

Dettagli più completi di modellizzazione, analisi e risultati sono riportati in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 "Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices" e i risultati dell'analisi sono riepilogati in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 "Specialist Technical Design Report, Towers."

STABILITÀ DEI DIAFRAMMI TRIANGOLARI

Come mostrato in Figura 5-17, le piastre B, C, E, F e H sono rinforzate trasversalmente dai diaframmi triangolari delle piastre con un taglio circolare per consentire accesso e ispezione. La stabilità del diaframma è stata verificata tramite EN 1993-1-5 Capitolo 10 e Allegato B.1.

La snellezza relativa della piastra si calcola utilizzando:

- Il fattore di svergolamento di un modello degli elementi finiti eseguito per una soluzione di svergolamento elastico;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

- Il fattore ultimo, individuato in modo conservativo applicando il rapporto della sollecitazione massima di von Mises diviso per il limite di snervamento, in cui le sollecitazioni di von Mises sono calcolate secondo l'analisi elastica lineare.

Il modello di analisi degli elementi finiti comprende:

- Diaframma di piastra piano con tagli per consentire il passaggio degli irrigidimenti longitudinali e foro circolare;
- Irrigidimenti longitudinali che si estendono per 3,5 metri sopra e sotto;
- Piastre contigue B, C, E, F e H che si estendono per 3,5 metri sopra e sotto.

La Figura 5-19 mostra la vista isometrica del modello tipico per l'analisi.

Il carico dell'analisi ultima e di svergolamento era complanare e di second'ordine, calcolato secondo EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1, ma supponendo l'assenza di aumento dell'imperfezione per la rigidità del diaframma.

Dettagli più completi di modellizzazione, analisi e risultati sono riportati in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 "Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices" e i risultati dell'analisi sono riepilogati in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 "Specialist Technical Design Report, Towers."

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

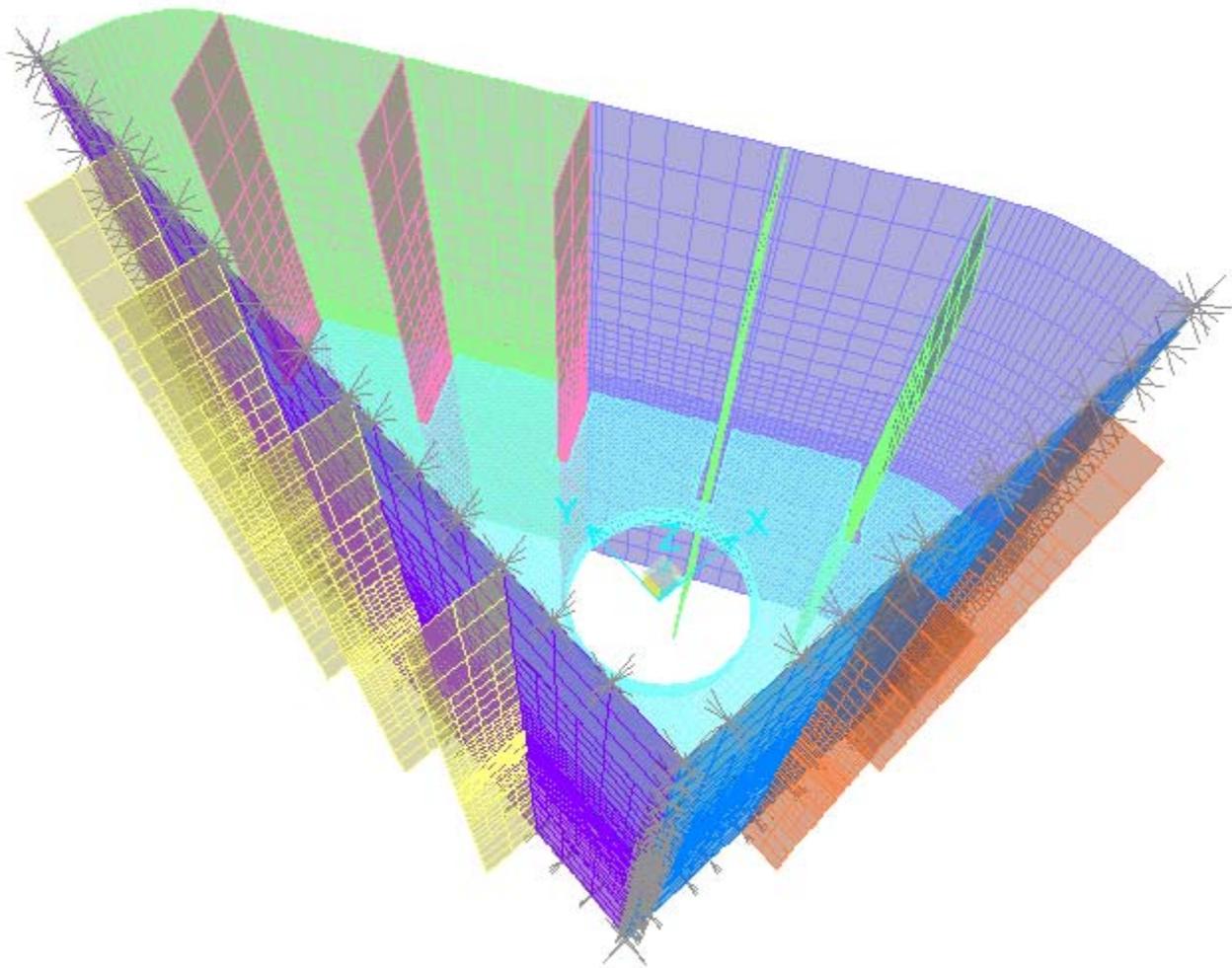


Figura 5-19: Vista isometrica del modello di analisi di svergolamento della piastra del diaframma triangolare.

5.3.3 Collegamenti tra irrigidimento trasversale e longitudinale

Nella presentazione concettuale generale del progetto della torre, gli irrigidimenti longitudinali dei traversi e delle gambe della medesima erano collegati alle anime di ogni irrigidimento trasversale con piastre di collegamento. Dati i vantaggi verosimili nel costo di fabbricazione derivanti dall'eliminazione di tali collegamenti e il successo di tale eliminazione nelle torri del ponte di Akashi Kaikyo, è stata esaminata l'eventuale eliminazione delle piastre di collegamento dal ponte sullo Stretto di Messina.

Le piastre di collegamento svolgono generalmente tre funzioni:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

- 1 Trasferire le forze di deviazione (forze di “spinta” dallo svergolamento dei pannelli adiacenti compressi) dall’irrigidimento trasversale a quello trasversale;
- 2 Migliorare la stabilità dell’irrigidimento trasversale;
- 3 Fornire il vincolo laterale/torsionale dell’irrigidimento longitudinale, se necessario.

Le torri utilizzano gli irrigidimenti longitudinali della piastra piana proporzionati in modo da soddisfare il rapporto massimo larghezza-spessore per una sezione di Classe 3 in EN 1993-1-1 Tabella 5.2 e i requisiti di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(8). Gli irrigidimenti longitudinali non richiedono quindi vincoli laterali agli irrigidimenti trasversali e non sono perciò necessarie piastre di collegamento per tale funzione.

Come riportato al Capitolo 5.3.2, l’analisi dettagliata degli elementi finiti è stata utilizzata per dimensionare gli irrigidimenti trasversali delle gambe della torre in assenza di vincolo intermedio lungo l’intera campata di 8 m e non sono quindi necessarie piastre di collegamento per tale funzione.

L’unica funzione restante per le piastre di collegamento è quella di trasferire le forze di deviazione dallo svergolamento dell’irrigidimento trasversale a quello trasversale. In assenza delle piastre di collegamento, tale forza deve essere trasportata dalle saldature tra anima dell’irrigidimento trasversale e piastra di rivestimento e tra irrigidimento longitudinale e piastra di rivestimento.

Le esigenze di saldatura sono individuate attraverso l’analisi degli elementi finiti con il software di analisi SAP2000. Sono stati analizzati tre casi per valutare gli effetti dell’area del pannello sulle esigenze di saldatura:

- 1 Pannello pesante con gli irrigidimenti longitudinali più grandi previsti. Tale caso è esaminato in quanto richiede forze vincolanti massime.
- 2 Pannello leggero con piastra di rivestimento sottile. Tale caso è esaminato in quanto la rigidità flessionale ridotta della piastra di rivestimento potrebbe produrre concentrazioni di sollecitazioni maggiori.
- 3 Pannello con spessore intermedio della piastra di rivestimento. Tale caso è esaminato per garantire il variare delle esigenze di saldatura in base al peso del pannello, come previsto.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

Il modello utilizzato per l'analisi di svergolamento dell'irrigidimento trasversale, mostrato in Figura 5-18, è stato applicato anche all'indagine sulla rimozione della piastra di collegamento.

Il modello è soggetto a carico di second'ordine calcolato secondo EN 1993-1-5 capitolo 9.2.1, applicato lateralmente sulla faccia esterna della piastra di rivestimento alla quota dell'irrigidimento trasversale.

L'analisi lineare dei materiali e della geometrica fornisce sollecitazioni elevate in modo conservativo, in quanto non consente snervamento delle saldature. Le saldature sono verificate sommando le forze in una lunghezza di saldatura adeguata e confrontando la lunghezza media di carico/unità con la resistenza di saldatura d'angolo calcolata secondo EN 1993-1-8 Capitolo 4.5.3.2. La lunghezza applicata per mediare la forza è 2,5 volte lo spessore della piastra di rivestimento. Il valore 2,5 si ottiene da EN 1993-1-8 Capitolo 4.10, che utilizza un angolo di dispersione equivalente di 1:3,5 su ogni lato del collegamento, come mostrato in Figura 4-8. Poiché tale collegamento differisce da quello mostrato in Figura 4-8, il valore di 3,5 è stato ridotto a 2,5 per giustificare l'incertezza.

Dettagli più completi di modellizzazione, analisi e risultati sono riportati in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 "Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices" e i risultati dell'analisi sono riepilogati in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 "Specialist Technical Design Report, Towers."

5.3.4 Modellizzazione dettagliata degli elementi finiti del segmento della gamba della torre

È stato creato un modello degli elementi finiti di un segmento completo della gamba della torre per confermare l'idoneità delle resistenze calcolate applicando EN 1993-1-5 Capitolo 4, cioè la base delle verifiche progettuali della gamba del ponte, e valutare la portata del danno eventualmente causato nel segmento critico della gamba del ponte da una serie di effetti di forze coesistenti corrispondenti all'area dei risultati dell'analisi cronologica (anziché i valori medi per cui sono proporzionati i componenti della torre). Il modello ha considerato gli effetti di geometria non lineare, proprietà del materiale non lineari, sollecitazioni residue e imperfezioni iniziali, fattori impercettibili ma importanti nel comportamento delle gambe della torre considerati solo implicitamente nelle disposizioni progettuali semplificate di EN 1993-1-5 Capitolo 4.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

Il segmento 6 delle gambe della torre lato Sicilia è stato modellizzato per confermare le procedure di verifica progettuale in quanto possiede piastre relative al carico assiale imposto più sottili di altri segmenti e potrebbe quindi mostrare una maggiore sensibilità agli effetti di svergolamento. Il segmento 17 delle gambe della torre lato Calabria è stato modellizzato per valutare gli effetti dell'area dei risultati dell'analisi cronologica in quanto ha dimostrato di avere il rapporto di utilizzo massimo per i risultati dell'area utilizzando i metodi di verifica progettuale standard. Sia le piastre sia gli irrigidimenti verticali sono modellizzati con elementi "shell". Gli elementi della barra sono utilizzati per modellizzare gli irrigidimenti orizzontali e rappresentare il vincolo fornito dai diaframmi triangolari. Gli elementi della barra semplificano il modello e sono sufficienti. Momenti e forze sono applicati nella parte superiore e inferiore del modello attraverso una rete di elementi rigidi. La vista isometrica e in pianta del modello sono riportate nella Figura 5-20.

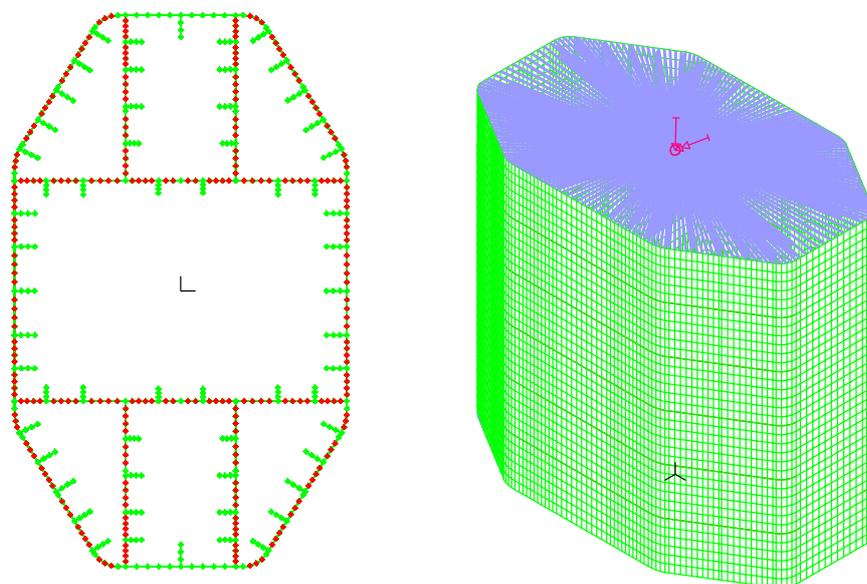


Figura 5-20: Vista isometrica e in pianta del modello degli elementi finiti del segmento delle gambe della torre.

Si era previsto inizialmente di inserire gli effetti delle imperfezioni modellizzando le piastre e gli irrigidimenti con le imperfezioni equivalenti specificate in EN 1993-1-5 Allegato C, utilizzando come base la forma geometrica delle modalità di svergolamento elastico dei pannelli. Questo approccio ha posto diverse questioni:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

- L'imperfezione equivalente 1:400 specificata per gli irrigidimenti longitudinali in EN 1993-1-5 Tabella C.2 non è superiore alla tolleranza di costruzione consentita in EN 1090-2 Tabella D.1.6. Ciò significa che qualora i pannelli delle gambe della torre fossero costruiti alle tolleranze consentite, l'analisi sarebbe eseguita senza tolleranza per le sollecitazioni residue e quindi potrebbe risultare non conservativa;
- Le imperfezioni equivalenti specificate per una piastra tra gli irrigidimenti in Tabella C.2 provocheranno una riduzione della resistenza della piastra, mentre EN 1993-1-5 Capitolo 4 non fornisce la riduzione della snellezza della piastra per i rapporti larghezza-spessore utilizzati nella maggioranza dei pannelli nelle gambe della torre;
- È molto difficile trovare la disposizione più onerosa di imperfezioni equivalenti per la torsione dell'irrigidimento, in quanto esistono molte diverse combinazioni possibili (tuttavia, per i rapporti larghezza-spessore degli irrigidimenti e gli spessori della piastra a cui sono saldati, è improbabile che angoli di torsione realistici compromettano la capacità in modo significativo);
- Non esiste alcuna modalità di svergolamento nei pannelli che fornisca ampiezze di deformazioni del pannello fuori piano simili a quelle specificati in EN 1993-1-5 Tabella C.2, quindi è stato richiesto un metodo alternativo per creare imperfezioni iniziali adeguate.

Si è concluso che la valutazione della resistenza più realistica sarebbe stata fornita da:

- Utilizzo di imperfezioni geometriche fuori piano insieme agli irrigidimenti longitudinali nella forma che si verifica applicando carichi di linea equivalenti lungo ogni irrigidimento e accettando la piastra risultante tra irrigidimento e imperfezioni di torsione dell'irrigidimento stesso come valori idonei per tali imperfezioni iniziali;
- Valutazione diretta delle sollecitazioni residue (non tramite imperfezioni equivalenti) utilizzando una curva sollecitazione-deformazione idonea.

L'imperfezione geometrica massima in ogni pannello è stata considerata come tolleranza di fabbricazione dell'irrigidimento consentita di 1:400, come indicato in EN 1090-2 Tabella D.1.6. La quota e la vista isometrica del modello deformato dalle imperfezioni iniziali è riportato in Figura 5-21.

Le sollecitazioni residue sono state integrate modificando la curva sollecitazione-deformazione da elastica/plastica bi-lineare a multi-lineare, per rappresentare la risposta media di sollecitazione-

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

deformazione dell'acciaio con sollecitazioni residue, compresa la deformazione di prova dello 0,2% prevista con acciai a resistenza superiore come S460. La distribuzione presunta delle sollecitazioni residue attraverso lo spessore del materiale è riportata in Figura 5-22, in cui le sollecitazioni residue sono rappresentate graficamente sull'asse orizzontale e la profondità relativa sull'asse verticale. I valori di profondità relativa -1 e 1 corrispondono alle due superfici piane. I rapporti sollecitazione-deformazione considerati nell'analisi sono riportati in Figura 5-23.

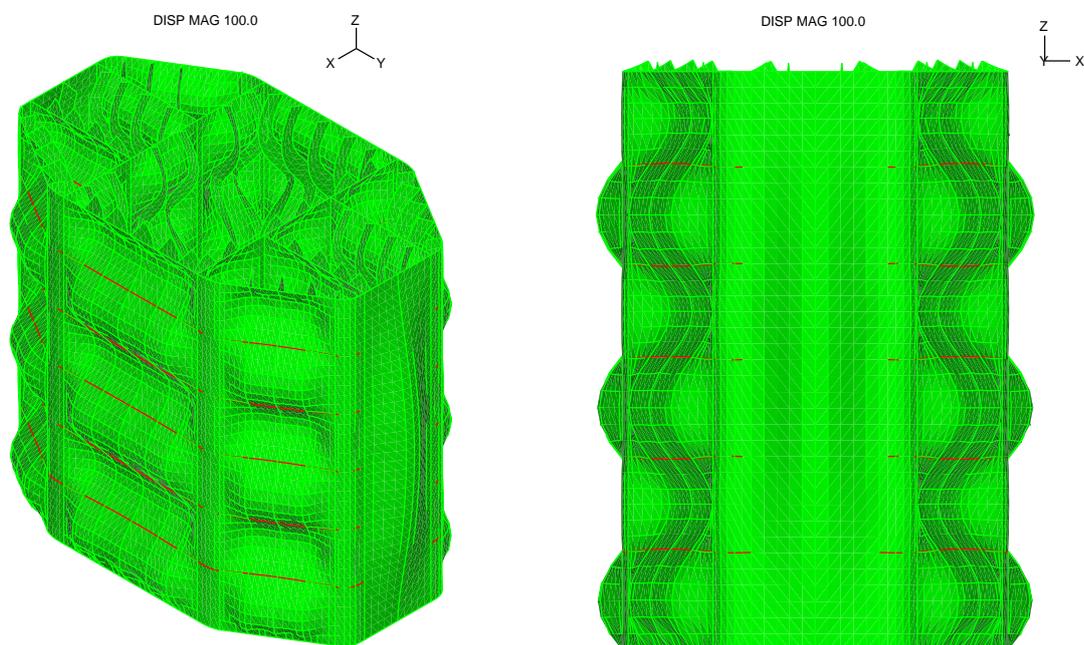


Figura 5-21: Modello del segmento della gamba della torre con imperfezioni iniziali

Per valutare la portata di tali effetti, sono stati analizzati anche i tre casi di forza assiale massima con momenti coesistenti, momenti massimi con forza assiale coesistente e momento, utilizzando proprietà elastico/plastiche bi-lineari del materiale.

Modellizzazione e analisi sono riportate in dettaglio in CG.10.00-P-CL-D-P-SV-T4-00-00-00-00-01 "Design Report - Tower Legs incl. Joints and Splices" e i risultati dell'indagine sono riepilogati in CG.10.00-P-RX-D-P-SV-00-00-00-00-00-01 "Specialist Technical Design Report, Towers."

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento <i>PS0014_F0_ITA.doc</i>	Rev 0	Data 21-04-2011

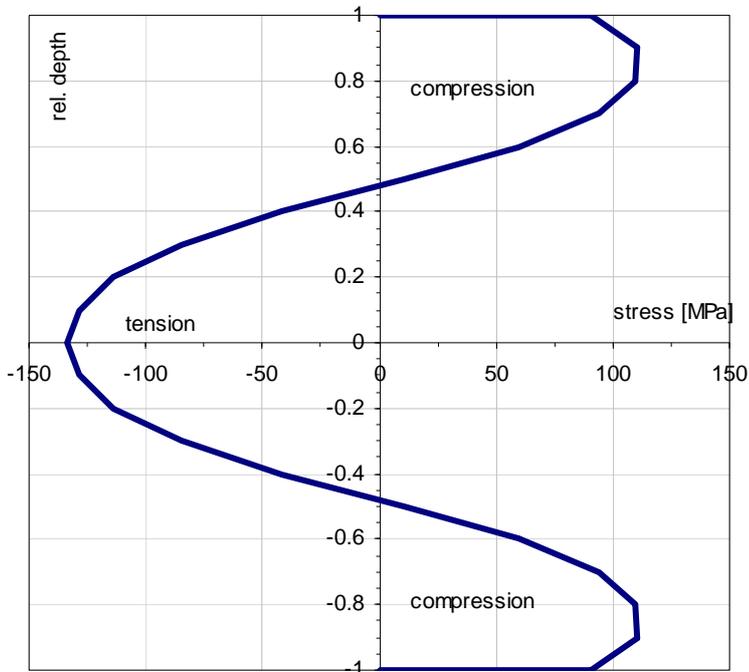


Figura 5-22: Distribuzione presunta delle sollecitazioni residue

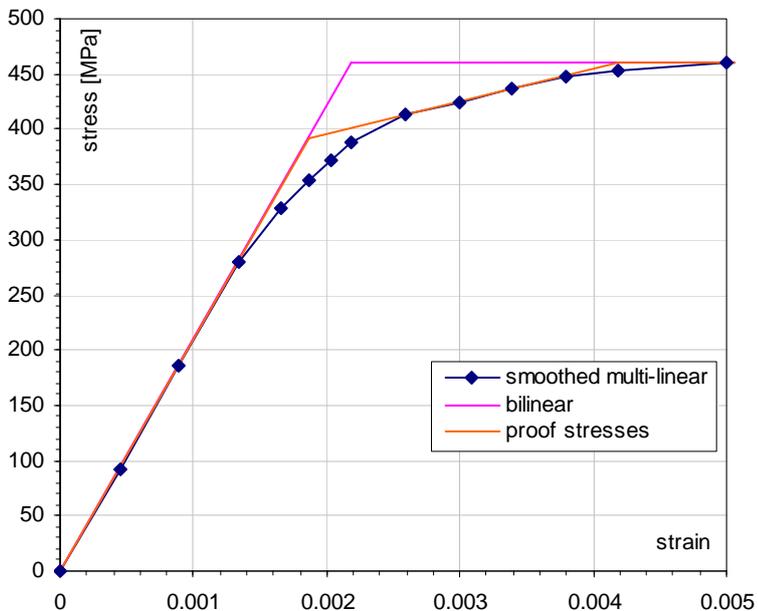


Figura 5-23: Rapporti sollecitazione-deformazione considerati nell'analisi del segmento della gamba della torre

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

6 Principi di progetto

Il presente capitolo descrive i metodi utilizzati per verificare le performance dei componenti strutturali della torre a SLS, ULS, FLS e SILS.

6.1 Stati Limite di Servizio

Il presente capitolo descrive i metodi utilizzati per verificare le performance dei componenti strutturali della torre a SLS. I componenti della torre sono divisi in quattro categorie: elementi longitudinali, elementi trasversali, giunti e sezioni, componenti dell'ancoraggio di base.

6.1.1 Elementi longitudinali

Gli elementi longitudinali sono paralleli agli assi dei traversi e delle gambe della torre, come flange (piastre di rivestimento), anime ed elementi di irrigidimento longitudinale.

I traversi e le gambe della torre comprendono pannelli snelli rinforzati trasversalmente e longitudinalmente. La capacità delle strutture è determinata dal primo snervamento in qualsiasi punto della sezione trasversale. Capacità e comportamento sezionale sono analoghi per tutte le combinazioni di carico, a eccezione delle potenziali riduzioni dello spostamento dello sforzo di taglio con carico SLS. Lo spostamento dello sforzo di taglio non compromette tuttavia le proprietà della sezione della torre in quanto le lunghezze su cui si sviluppano i momenti flettenti e quindi le combinazioni di carichi ULS e SILS determinano il progetto della torre. Non è necessaria la verifica della sezione trasversale per le combinazioni di carico SLS. La verifica degli elementi longitudinali per ULS e SILS è descritta al capitolo 6.2.1.

6.1.2 Elementi trasversali

Gli elementi trasversali sono generalmente perpendicolari agli assi dei traversi e delle gambe della torre, come diaframmi dei traversi ed elementi di irrigidimento trasversali, utilizzati per fornire un vincolo allo svergolamento fuori piano dei pannelli rinforzati longitudinalmente e prevenire le distorsioni torsionali in eccesso negli elementi.

Analogamente agli elementi longitudinali, non è necessaria la verifica di tali componenti delle combinazioni di carichi SLS. La verifica degli elementi trasversali per ULS e SILS è descritta al capitolo 6.2.2.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

6.1.3 Giunti e sezioni

I singoli elementi della torre sono assemblati con una combinazione di collegamenti saldati e imbullonati. I criteri di verifica progettuale SLS relativi a giunti e sezioni sono riportati nel presente capitolo. Giunti e sezioni sono verificati in conformità al capitolo 4.2.8 di NTC08.

6.1.3.1 Collegamenti imbullonati

I collegamenti imbullonati si utilizzano per sezioni dei giunti di costruzione degli irrigidimenti longitudinali delle gambe delle torri, piastre dell'anima longitudinali e trasversali.

Le sezioni dei giunti di costruzione imbullonati degli elementi verticali delle gambe della torre sono stati concepiti in modo da resistere allo scorrimento all'ULS per fornire una rigidità longitudinale analoga alle sezioni della piastra rivestita completamente saldate. Di conseguenza, non è prevista la verifica a SLS. I criteri di verifica progettuale di tali sezione imbullonate sono indicati al capitolo 6.2.3.

6.1.3.2 Collegamenti saldati

I collegamenti saldati sono verificati unicamente a ULS/SILS e FLS, come riportato rispettivamente ai capitoli 6.2.3 e 6.3.

6.1.4 Componenti di ancoraggio base

L'ancoraggio base della torre comprende i seguenti componenti:

- Cavi di ancoraggio a funi multiple di post-tensionamento – trasferiscono le sollecitazioni di trazione nelle piastre della gamba della torre alle fondazioni della torre stessa,
- Piastra di base - distribuisce la reazione base di compressione della torre su un'area sufficiente a non superare la massima resistenza della sollecitazione di appoggio sulle fondazioni in calcestruzzo:
- Piastre di rinforzo – distribuiscono le forze tra le piastre della gamba della torre e i cavi di ancoraggio o la piastra di base della torre.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

L'ancoraggio di base della torre è progettato per non decomprimere in ULS e quindi la verifica di carichi SLS minori non è richiesta. I criteri di verifica progettuale dei componenti dell'ancoraggio di base all'ULS sono indicati al capitolo 6.2.4.

6.2 Stati limite ultimi/Stati limite di integrità strutturale

In generale, la verifica dei componenti strutturali della torre per ULS e SILS segue le stesse procedure. L'unica differenza nelle verifiche dei due stati limite è data dall'ipotesi che i fattori parziali materiali siano uguali a 1,0 per le verifiche SILS.

6.2.1 Elementi longitudinali

Gli elementi longitudinali di traversi e gambe della torre sono verificati a ogni sezione trasversale, tenendo conto di quanto segue:

- Requisiti combinati di momento flettente e forza assiale;
- Requisiti torsionali e di taglio;
- Interazione degli effetti precedenti.

6.2.1.1 Carichi assiali e flessione combinati

I pannelli in acciaio rinforzato di traversi e gambe della torre sono progettati secondo EN 1993-1-1 e EN 1993-1-5. Gli elementi rinforzati longitudinalmente sono sezioni snelle Classe 4, a meno che la sezione non soddisfi i requisiti del rapporto larghezza-spessore di una classe inferiore, trascurando gli elementi di irrigidimento longitudinali. EN 1993-2 Capitolo 6.5 prevede che si utilizzi EN 1993-1-5 Capitoli 4, 5, 6 e 7 (o 10) per la verifica di svergolamento della piastra dei componenti come gambe della torre e traversi agli stati limite ultimi. La progettazione delle sezioni Classe 4 si basa sulle proprietà elastiche della sezione. Il calcolo delle proprietà elastiche della sezione comprende gli effetti di:

- Spostamento dello sforzo di taglio per momento flettente e carico assiale in prossimità dell'applicazione di carichi concentrati;
- Svergolamento locale dei sotto-pannelli (compresi elementi di irrigidimento e piastre);
- Svergolamento generale dei pannelli rinforzati tra diaframmi

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

- Spostamento dell'asse neutrale tra quello della sezione generale e quello della sezione effettiva.

Come descritto al capitolo 5.2.1, si considera lo svergolamento globale delle gambe della torre utilizzando le imperfezioni equivalenti per determinare i momenti flettenti supplementari dovuti allo svergolamento. In tal caso, non sono necessarie ulteriori riduzioni per lo svergolamento globale delle gambe delle torri nella verifica della sezione trasversale. Inoltre, non si deve considerare la possibilità di ulteriori riduzioni nella resistenza del momento per lo svergolamento laterale-torsionale per le sezioni cave chiuse nelle gambe della torre e nei traversi.

La verifica generale della sezione trasversale si effettua utilizzando il modello di larghezza effettivo specificato in EN 1993-1-5, capitolo 4. Il modello di larghezza effettivo prevede lo svergolamento della piastra tramite riduzione dell'area degli elementi snelli della piastra in modo che la capacità assiale della sezione ridotta, calcolata come prodotto dell'area ridotta e limite di snervamento del materiale, equivalga alla capacità assiale effettiva in base alla superficie complessiva e alle sollecitazioni di svergolamento critiche dei singoli elementi snelli.

Le aree degli elementi della piastra snelli si riducono moltiplicando le aree complessive per i seguenti fattori di riduzione:

- ρ_{loc} per lo svergolamento locale dei sotto-elementi di irrigidimenti e piastre;
- ρ_c per lo svergolamento del pannello rinforzato tra diaframmi, compresa l'interazione di
 - χ_c per lo svergolamento tipo colonna dei singoli irrigidimenti e diaframmi;
 - ρ per lo svergolamento tipo piastra di una piastra ortotropica equivalente tra i diaframmi.

La riduzione dell'area della flangia dovuta allo spostamento dello sforzo di taglio deve essere considerata secondo EN 1993-1-5, capitolo 3.3, che consente l'applicazione degli effetti dello spostamento dello sforzo di taglio elastico-plastico. Tuttavia, data l'altezza della torre e le lunghezze del diagramma del momento flettente derivanti, lo spostamento dello sforzo di taglio non influenza l'efficacia della flangia. Il progetto della gamba della torre vicino al collegamento del traverso si baserà sulla dispersione di carico appropriata determinata con le analisi locali. Il progetto della sommità della torre prevede la condizione di sollecitazione presente sul lato inferiore della sella del cavo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Il progetto ottimale della gamba della torre si ottiene proporzionando ogni pannello in modo che regga soltanto la sollecitazione di compressione massima a cui è sottoposto nelle combinazioni di carico principali. Il progetto della gamba della torre è dominato da una combinazione di sollecitazioni di compressione assiali e flessionali, quindi il progetto ottimale si ottiene proporzionando i pannelli situati attorno al perimetro della sezione trasversale in modo che siano pienamente efficaci fino al limite di snervamento a progetto e proporzionando i pannelli più prossimi al centroide della sezione trasversale in modo che siano più snelli e con minore capacità di sollecitazione.

SVERGOLAMENTO LOCALE DEI SOTTO-ELEMENTI

Il fattore di riduzione dello svergolamento locale dei sotto-elementi si determina secondo i capitoli 4.5.1 (4) e 4.4 di EN 1993-1-5. L'area effettiva dell'irrigidimento locale e della relativa piastra si calcola come segue:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + A_{plate,eff}$$

dove $A_{sl,eff}$ è l'area effettiva dell'irrigidimento, calcolata come prodotto tra l'area complessiva dell'irrigidimento e il fattore di riduzione dello svergolamento locale dell'irrigidimento $\rho_{loc,stiff}$ e $A_{plate,eff}$ è l'area effettiva dell'elemento della piastra tra gli irrigidimenti longitudinali, calcolata come prodotto tra l'area complessiva della piastra e il fattore di riduzione dello svergolamento locale della piastra, $\rho_{loc,plate}$.

Il fattore di riduzione ρ_{loc} di ogni sotto-elemento si determina con il metodo descritto al capitolo 4.4 di EN 1993-1-5, relativo allo svergolamento delle piastre non rinforzate..

La Figura 6-1 riporta le aree ridotte considerate per lo svergolamento locale dei sub-elementi. Data la notevole varietà di dimensioni delle piastre e spaziature degli irrigidimenti, si calcola l'area effettiva per ogni spigolo di pannello e irrigidimento trasversale. Il fattore di riduzione degli spigoli del pannello è tenuto in modo conservativo come minimo dei fattori calcolati per la struttura dei singoli sottopannelli nello spigolo.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Principi generali della progettazione		Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Rev</th> <th style="text-align: left;">Data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: left;">21-04-2011</td> </tr> </tbody> </table>	Rev	Data	0	21-04-2011
Rev	Data						
0	21-04-2011						

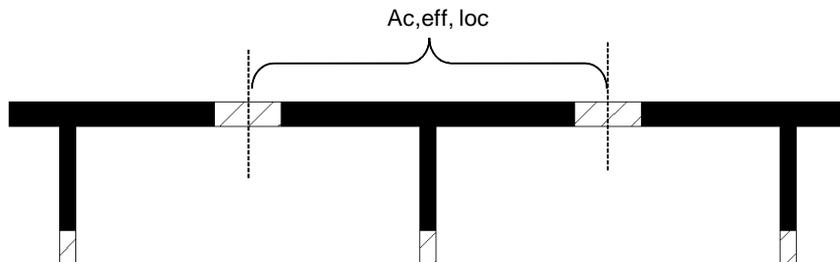


Figura 6-1: Area effettiva di sotto-elementi del pannello di rinforzo

Come descritto al Capitolo 5.3.3, il risparmio nella fabbricazione si ottiene eliminando i collegamenti tra irrigidimenti longitudinali e trasversali. Tale eliminazione non compromette la stabilità generale degli irrigidimenti longitudinali. Lo svergolamento locale e torsionale degli irrigidimenti longitudinali è evitato con il corretto proporzionamento della sezione trasversale dell'irrigidimento. Come nel caso della sporgenza di una flangia sulla sezione di una colonna a flangia larga, l'unica verifica progettuale eseguita sui singoli elementi della sezione trasversale è la verifica che i rapporti larghezza-spessore degli elementi forniti siano sufficientemente bassi da consentire lo snervamento dell'elemento. Secondo EN 1993-1-1 Tabella 5-2, lo svergolamento locale e torsionale degli irrigidimenti longitudinali è evitato accertando che:

$$\frac{c}{t} \leq 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 14 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}} = 10$$

dove c è la profondità dell'irrigidimento e t lo spessore.

SVERGOLAMENTO DI PANNELLO RINFORZATO

Oltre alle riduzioni dell'area di svergolamento locale del sotto-elemento, l'intera area del pannello rinforzato è ulteriormente ridotta per corrispondere allo svergolamento generale del pannello rinforzato tra irrigidimenti/diaframmi trasversali. Il fattore di riduzione dello svergolamento si basa sull'interazione dello svergolamento a colonna, χ_c (EN 1993-1-5, capitolo 4.5.3), e a piastra, ρ (EN 1993-1-5 capitolo 4.5.2). Tenendo conto dell'interazione tra i due tipi di svergolamento, il fattore di riduzione dello svergolamento del pannello rinforzato, ρ_c , si determina come segue (Eq. 4.13):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

dove $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ ma $0 \leq \xi \leq 1$; $\sigma_{cr,p}$ è la sollecitazione di svergolamento elastico critico della

piastra calcolato secondo EN 1993 1-5 Allegato A.1(2) o Allegato A.2.2 per il pannello della gamba della torre A, che ha un solo irrigidimento longitudinale, e $\sigma_{cr,c}$ è la sollecitazione di svergolamento elastico critico della colonna calcolata secondo EN 1993 1-5 capitoli 4.5.3(2) e (3).

L'equazione di interazione indica che il fattore di riduzione dello svergolamento della piastra è sempre positivo per il fattore di riduzione totale. Date le ampiezze generalmente elevate del pannello da considerare, in termini di spaziatura dell'irrigidimento/diaframma trasversale, l'effetto vincolante lungo il bordo del pannello risulta solitamente minimo e l'azione di svergolamento è dominata dallo svergolamento dei singoli irrigidimenti come colonne isolate. Il pannello della gamba della torre A per cui sono eliminati gli irrigidimenti trasversali intermedi rappresenta un'eccezione. Per il pannello stretto e lungo A, l'azione tipo piastra è dominante e considerata secondo l'Allegato 2.2. Per gli altri pannelli, il vantaggio di considerare lo svergolamento a piastra è generalmente trascurabile, quindi ignorato, e il fattore di riduzione dello svergolamento del pannello di rinforzo sarà equivalente al medesimo nello svergolamento a colonna:

$$\rho_c = \chi_c$$

La semplificazione del metodo progettuale non risulta maggiormente conservativa.

La riduzione dello svergolamento a colonna si calcola secondo EN 1993-1-5 capitolo 4.5.3. La sollecitazione elastica critica si calcola dalla sezione complessiva dell'elemento di irrigidimento e dalle relative parti che si estendono come una colonna tra irrigidimenti/diaframmi trasversali con tutti i supporti longitudinali rimossi.

Il fattore di riduzione dello svergolamento a colonna si calcola applicando le equazioni di svergolamento a colonna standard riportate nel regolamento edilizio generale EN 1993-1-1 capitolo 6.3.1.2. Date le tolleranze meno restrittive nell'ambito della costruzione per gli irrigidimenti, il fattore di imperfezione α aumenta secondo EN 1993-1-5 capitolo 4.5.3(5).

SVERGOLAMENTO COMBINATO LOCALE DI PANNELLI RINFORZATI E SOTTO-ELEMENTI

L'effetto totale di svergolamento si considera combinando lo svergolamento locale dei sotto-elementi e lo svergolamento generale (a colonna e/o a piastra) per ogni irrigidimento della sezione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

trasversale. L'area effettiva totale dell'elemento di irrigidimento e la larghezza della relativa piastra è:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} \quad \text{per il pannello della gamba della torre A}$$

$$A_{c,eff} = \chi_c A_{c,eff,loc} \quad \text{per tutti gli altri pannelli}$$

VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE

La capacità della sezione trasversale si verifica confrontando la resistenza della sollecitazione, σ_{rd} , di ogni elemento longitudinale della sezione trasversale, comprendente un irrigidimento longitudinale e la larghezza della relativa piastra oppure gli elementi della piastra relativi alle intersezioni del pannello (aree d'angolo), con requisito di sollecitazione, σ_{Ed} , calcolato in base alle proprietà della sezione complessiva.

EN 1993-1-5 Capitolo 4.6 consente il completamento delle verifiche della sezione trasversale utilizzando il fattore di sicurezza parziale, $\gamma_{M0} = 1.05$, secondo NTC08 Capitolo 4.2.4.1.1. Tuttavia, prima di presentare i documenti definitivi, Stretto di Messina ha richiesto che il fattore parziale delle verifiche della sezione trasversale fosse aumentato a $\gamma_{M1} = 1.10$. Di conseguenza, le equazioni di verifica di seguito riportate deviano leggermente da quanto suggerito da EN 1993-1-5 e produrranno un progetto leggermente più conservativo.

La resistenza di sollecitazione di un elemento di irrigidimento e relativa piastra, tenendo conto dell'effetto di svergolamento generale e del sotto-elemento, è:

$$\sigma_{rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \left(\frac{\rho_c A_{c,eff,loc}}{A_{gross}} \right) \quad \text{per il pannello della gamba della torre A}$$

$$\sigma_{rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \left(\frac{\chi_c A_{c,eff,loc}}{A_{gross}} \right) \quad \text{per tutti gli altri pannelli}$$

dove f_y è il limite di snervamento, A_{gross} è l'area complessiva della sezione trasversale dell'elemento e γ_{M1} è il fattore parziale materiale riportato al capitolo 4.1.

Tenendo conto soltanto degli effetti di svergolamento locale del sotto-elemento, la resistenza di sollecitazione degli elementi della piastra relativi alle intersezioni dei pannelli è:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

$$\sigma_{rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \left(\frac{A_{c,eff,loc}}{A_{gross}} \right)$$

L'area effettiva di tali zone di intersezione non è ridotta per lo svergolamento a colonna in quanto la stabilità della colonna è garantita dagli ampi rinforzi complanari dei pannelli di intersezione.

Il rapporto di utilizzo, η_1 , di ogni elemento della sezione trasversale si calcola come:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{rd}}$$

Il metodo di verifica adottato differisce da EN 1993-1-5 capitolo 4.6 solo in quanto i requisiti di sollecitazione si basano sulle proprietà della sezione trasversale complessiva, anziché su quelle della sezione effettiva. L'effetto delle riduzioni superficiali richieste per lo svergolamento locale e generale si considera nel calcolo della resistenza di sollecitazione invece del calcolo del requisito di sollecitazione.

Sebbene tale metodo di verifica differisca da quanto riportato in EN 1993-1-5 capitolo 4.6, lo scopo è coerente con l'indicazione volta a garantire che ogni punto della sezione trasversale possa reggere la forza prevista. Il metodo adottato è inoltre supportato da EN 1993-1-5 capitolo 4.4 (4), che consente di ridurre il parametro di snellezza della piastra se la sollecitazione effettiva applicata è inferiore allo snervamento.

Tale metodo considera in modo più appropriato la notevole variazione nella disposizione degli irrigidimenti utilizzati nelle gambe delle torri e nei traversi e consente un proporzionamento più idoneo degli elementi in prossimità dell'asse neutrale per i quali non è previsto il raggiungimento della capacità di snervamento. Anziché la riduzione arbitraria delle proprietà della sezione trasversale in base all'ipotesi che le aree di tutti gli elementi della sezione trasversale debbano essere in grado di snervarsi, il metodo calcola la sollecitazione effettiva a cui è soggetto l'elemento e la confronta alla resistenza di sollecitazione, considerando gli effetti di svergolamento previsti. Il metodo fornisce inoltre una migliore comprensione delle posizioni critiche della sezione trasversale e quindi una migliore ottimizzazione dell'armatura longitudinale.

La verifica riportata in EN 1993-1-5 mostra inoltre che si dovrebbe considerare l'effetto di uno spostamento nell'asse neutrale per la carenza di efficienza nel calcolo di momenti e proprietà della sezione. Tuttavia, per il progetto della torre, quasi tutti i punti della sezione trasversale sono generalmente in compressione e qualsiasi spostamento dell'asse neutrale sarebbe trascurabile.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

6.2.1.2 Taglio e torsione

Il taglio globale di traversi e gambe della torre si ottiene con una combinazione di pannelli sul piano di taglio considerato e in posizione asimmetrica a esso. Per i pannelli asimmetrici rispetto al piano di taglio, l'area di taglio si riduce considerando solo il componente del pannello sul piano di taglio.

Per le sezioni soggette a taglio e torsione, le sollecitazioni di taglio a progetto comprendono le sollecitazioni supplementari dovute alla torsione. Poiché traversi e gambe della torre sono sezioni cave chiuse, l'effetto della deformazione torsionale è trascurabile e si considerano soltanto le sollecitazioni da taglio torsionale di St. Venant.

La seguente equazione è soddisfatta in qualsiasi punto della sezione trasversale:

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 1.0$$

dove τ_{Rd} è la sollecitazione da taglio del pannello massima consentita e τ_{Ed} è la sollecitazione da taglio a progetto ottenuta dalla combinazione di taglio e torsione, espressa da $\tau_{Ed} = \tau_{V,Ed} + \tau_{T,Ed}$, dove $\tau_{V,Ed}$ è la sollecitazione da taglio a progetto ottenuta dallo sforzo di taglio e $\tau_{T,Ed}$ è la sollecitazione da taglio a progetto ottenuta dalla torsione di St. Venant.

Le sollecitazioni da taglio a progetto dovute a sforzo di taglio in un punto della sezione trasversale si ottengono da EN 1993-1-1 Eq. 6.20:

$$\tau_{V,Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I \cdot t}$$

dove V_{Ed} è lo sforzo di taglio a progetto, S è il primo momento dell'area all'esterno del punto in cui si calcola la sollecitazione di taglio, I è l'area del secondo momento dell'intera sezione trasversale e t è lo spessore nel punto esaminato.

Le sollecitazioni da taglio torsionale di St. Venant sono calcolate in modo conservativo ignorando le celle interne come:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2A_o t}$$

dove T_{Ed} è il momento torsionale a progetto, A_o è l'area circoscritta dalla mezzeria delle piastre di rivestimento e t è lo spessore della piastra esaminata.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

La sollecitazione di taglio massima consentita è determinata in base alla resistenza di taglio plastico, che consente la presenza dello svergolamento da taglio, laddove richiesto. Si controlla lo svergolamento da taglio dei pannelli rinforzati determinando il parametro di snellezza modificato (Eq. 5.6):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4t\varepsilon\sqrt{k_t}}$$

dove h_w è la profondità del pannello, k_t è il coefficiente di svergolamento da taglio tratto da EN 1991-3-5 Allegato A.3 e $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$.

Il parametro di snellezza si calcola per l'intero pannello rinforzato e per ogni singolo sotto-pannello tra gli elementi di irrigidimento, e si utilizza il valore massimo. Il fattore di riduzione della capacità di svergolamento da taglio, χ_w si ottiene da EN 1993-1-5 tabella 5.1 e la sollecitazione da taglio massima consentita, τ_{Rd} , è:

$$\tau_{Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

dove f_{yw} è il limite di snervamento del pannello, γ_{M1} è il fattore parziale materiale riportato al capitolo 4-1.

Il contributo delle flange alla resistenza da taglio consentita in EN 1993-1-5 capitolo 5.4 è trascurabile. Poiché le flange del momento flettente e del carico assiale sono ampiamente utilizzate, la capacità di taglio ulteriore a cui contribuiscono le flange è trascurabile.

6.2.1.3 Interazione tra flessione, taglio e forza assiale

Si verificano le sezioni Classe 4 di traversi e gambe della torre considerando l'interazione tra flessione, taglio e forza assiale secondo EN 1993-1-5. Tuttavia, secondo il Capitolo 7.1 (1), l'interazione viene trascurata se la sollecitazione di taglio a progetto è inferiore alla metà della sollecitazione di taglio consentita.

Nelle posizioni in cui la sollecitazione di taglio supera la metà del valore consentito, si considera l'interazione tra sollecitazioni normali e di taglio applicando le sollecitazioni di Von Mises, che corrispondono alle diverse riduzioni di svergolamento con EN 1993-1-5 Capitolo 10 (Eq.10.5):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 \leq 1.0$$

dove $\sigma_{x,Ed}$ e $\sigma_{z,Ed}$ sono le normali sollecitazioni a progetto, ρ_x e ρ_z sono i corrispondenti fattori di riduzione dello svergolamento calcolati con EN 1993-1-5 Capitolo 4 e τ_{Ed} e χ_w sono rispettivamente la sollecitazione di taglio a progetto e il relativo fattore di riduzione per lo svergolamento da taglio.

6.2.1.4 Svergolamento indotto della flangia

Si suppone nella verifica della capacità di compressione (flangia) del pannello rinforzato che le piastre di intersezione (anime) che definiscono la larghezza del pannello forniscano un supporto lineare rigido per prevenire lo svergolamento fuori piano della flangia lungo i suoi bordi. In sezioni con flange particolarmente pesanti supportate lungo i bordi da anime snelle, è tuttavia possibile che l'intera flangia svergoli nel piano delle anime a seguito dello svergolamento delle stesse.

Il capitolo 8 di EN 1993-1-5 fornisce i rapporti massimi profondità-spessore dell'anima richiesti per resistere allo svergolamento indotto della flangia. Le disposizioni del capitolo 8 sono tuttavia rivolte innanzitutto a cassoni a I convenzionali e non tengono conto della presenza di elementi di irrigidimento longitudinali sulla flangia supportata. L'azione dei pannelli delle gambe della torre rinforzati longitudinalmente con diagrammi trasversali ed elementi di irrigidimento è regolata dallo svergolamento a colonna degli elementi di irrigidimento che si estendono tra i supporti trasversali. Quindi, solo i bordi dei pannelli tra la piastra dell'anima e gli irrigidimenti longitudinali adiacenti, che rappresentano una quota minima dell'area del pannello, richiedono il supporto dell'anima considerato al capitolo 8. Dato la spaziatura modesta degli irrigidimenti longitudinali in tutti i pannelli, i requisiti dell'anima di supporto sono trascurabili. L'effetto dello svergolamento indotto dalla flangia per le gambe della torre può essere quindi trascurato in sicurezza.

La variazione dell'angolo nelle flange superiori e inferiori del traverso provoca una forza verticale supplementare sulle anime dei traversi, sebbene le forze di deviazione risultanti si concentrino prevalentemente sulle posizioni degli irrigidimenti trasversali e dei diaframmi. Gli irrigidimenti trasversali sono proporzionati per resistere a tale carico verticale supplementare, prevenendo carichi supplementari dell'anima che potrebbero indurne lo svergolamento. Analogamente alle

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

gambe della torre, lo svergolamento indotto dalla flangia nei traversi può essere trascurato in sicurezza.

6.2.2 Elementi trasversali

Gli elementi trasversali sono generalmente perpendicolari agli assi dei traversi e delle gambe della torre, come diaframmi dei traversi ed elementi di irrigidimento trasversali. Questo capitolo riporta la verifica degli elementi trasversali per ULS e SILS. Gli elementi trasversali sono verificati tenendo conto della loro resistenza nell'orientare sollecitazioni ed effetti distorsivi.

6.2.2.1 Sollecitazioni dirette

Gli irrigidimenti e i diaframmi trasversali di traversi e gambe della torre forniscono un sistema di smorzamento delle vibrazioni fuori piano di irrigidimenti e piastre longitudinali primarie. Sono proporzionati in modo da fornire rigidità e resistenza sufficiente e controllati ai fini della stabilità torsionale. Gli irrigidimenti devono fornire quanto segue:

- 4 Rigidità non inferiore alla rigidità minima in EN 1993-1-5 capitolo 9.3.3;
- 5 Rigidità e resistenza per sopportare (i) la componente di deviazione delle forze longitudinali nei pannelli piani, di cui un caso tipico è rappresentato dalle gambe della torre, (ii) qualsiasi forza di deviazione a seguito di variazione intenzionale dell'angolo nei pannelli rinforzati longitudinalmente, come le flange dei traversi, (iii) qualsiasi forza assiale derivante da variazione intenzionale dell'angolo nei pannelli rinforzati longitudinalmente, come gli elementi di irrigidimento trasversali delle anime dei traversi e (iv) le forze assiali derivanti da sforzi di taglio notevoli, descritti nella Nota a EN 1993-1-5 capitolo 9.3.3. In generale, non si verificano forze assiali elevate in quanto le sollecitazioni da taglio sono relativamente basse e la resistenza di svergolamento da taglio della piastra di rinforzo è alta.

In mancanza di variazioni sia degli angoli intenzionali, sia della forza assiale degli elementi di irrigidimento trasversali nei pannelli rinforzati longitudinalmente, si può utilizzare il metodo semplificato per garantire l'adeguatezza degli elementi di irrigidimento trasversali. Tale metodo semplificato è fornito in EN 1993-1-5 capitolo 9.2.1(5) e specifica il momento minimo dell'area secondaria per l'irrigidimento trasversale (Eq. 9.1):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u \right)$$

dove:

b è la larghezza del pannello;

w_0 è l'imperfezione iniziale del nodo dell'irrigidimento considerata sull'asse del pannello;

$$u = \frac{\pi \cdot E \cdot e_{\max}}{f_y \cdot 300 \cdot b / \gamma_{M1}} \geq 1.0;$$

e_{\max} è la distanza massima dalla fibra estrema dell'irrigidimento trasversale al centroide dell'elemento di irrigidimento trasversale, comprese le parti della piastra adiacenti mostrate in EN 1993-1-5 Figura 9.1, e tutte le altre variabili definite precedentemente;

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right);$$

$\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ sono le sollecitazioni di svergolamento elastico, rispettivamente a colonna e piastra, definite in EN 1993-1-5 capitolo 4.5.3 e Allegato A. Nei pannelli più ampi, con esigenze massime in termini di irrigidimento trasversale, la capacità di svergolamento supplementare del pannello rinforzato dovuto allo svergolamento a piastra è talmente basso da risultare trascurabile. Di conseguenza, la sollecitazione di svergolamento elastico sulla piastra sarà equivalente alla sollecitazione di svergolamento per cui $\sigma_{cr,c} / \sigma_{cr,p} = 1$.

N_{Ed} è la forza di compressione massima dei pannelli rinforzati sostenuti dall'irrigidimento trasversale (per semplicità, N_{Ed} può essere considerato il prodotto dell'area effettiva del pannello rinforzato e il limite di snervamento in quanto le sollecitazioni longitudinali sono molto vicine allo snervamento);

a_1 e a_2 sono le lunghezze dei pannelli su un lato dell'irrigidimento trasversale;

L'Eq. 9.1 controlla sia l'irrigidimento sia le sollecitazioni nell'irrigidimento trasversale. La rigidità prevista è il criterio applicato quando u è minore o uguale a 1,0. La sollecitazione dell'irrigidimento trasversale è il criterio applicato quando u è maggiore di 1,0, e l'Eq. 9.1 fornisce una dimensione dell'irrigidimento tale per cui le sollecitazioni raggiungono lo snervamento all'ultima fibra.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

Generalmente la sollecitazione è il criterio applicato nella torre, quindi si utilizza acciaio S460 per gli irrigidimenti trasversali per ridurre al minimo la quantità di acciaio.

La stabilità torsionale dell'irrigidimento trasversale può essere verificata con EN 1993-1-5 capitolo 9.2.1(9) ponendo il valore di $\theta = 6$ come consigliato nella Nota a tale capitolo e tenendo conto degli effetti positivi della rigidità di deformazione della flangia.

Per gli irrigidimenti trasversali che supportano la piastra larga D, l'approccio precedente non produce una progettazione economica, come descritto al Capitolo 5.3.2, quindi tali irrigidimenti sono proporzionati utilizzando l'analisi più dettagliata degli elementi finiti per confermare l'adeguatezza degli irrigidimenti con rapporti di snellezza maggiori di quanto previsto dalle disposizioni semplificate del codice riportate sopra.

Gli irrigidimenti trasversali dei traversi sono posizionati al variare dello spigolo del pannello e soggetti a forze assiali notevoli. Sono valutati applicando le procedure sviluppate al Capitolo 6.2.2.2.

6.2.2.2 Requisiti specifici dell'irrigidimento trasversale del traverso

Il carico e la progettazione degli irrigidimenti trasversali del traverso e delle controventature richiedono ulteriore attenzione per le flange curve e i carichi del carroponete sulla flangia superiore. Scopo di questo capitolo è descrivere il carico sugli irrigidimenti trasversali del traverso, riportare l'azione strutturale e ottenere le equazioni di progetto.

CARICO SU IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI

I carichi degli irrigidimenti trasversali derivano da quanto segue:

- 1 Carroponete di ispezione;
- 2 Pressione del vento;
- 3 Variazione dell'inclinazione della flangia dalle ingobbature sugli irrigidimenti trasversali o dalla curvatura continua della flangia che carica gli irrigidimenti longitudinali. La variazione dell'inclinazione si applica sia ai carichi distribuiti attraverso la larghezza della flangia sia alle reazioni sulle estremità degli irrigidimenti che conferiscono carichi assiali alle parti verticali degli irrigidimenti trasversali;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Il comportamento strutturale degli irrigidimenti è gravemente compromesso dagli effetti di second'ordine derivanti dalla variazione dell'inclinazione della flangia e dalle forze vincolanti necessarie a stabilizzare le anime rinforzate longitudinalmente.

Le eventuali forme imperfette che causano carichi simmetrici e asimmetrici sono riportate rispettivamente in Figura 6-3 (a) e (b). Le deformazioni asimmetriche (oscillazione) sono ridotte a una quantità non significativa tramite controventatura. La disposizione di fissaggio mostrata in Figura 6-2 Sezione B-B indica la resistenza all'oscillazione, ma con l'ulteriore vantaggio di supportare l'elemento di irrigidimento trasversale orizzontale.

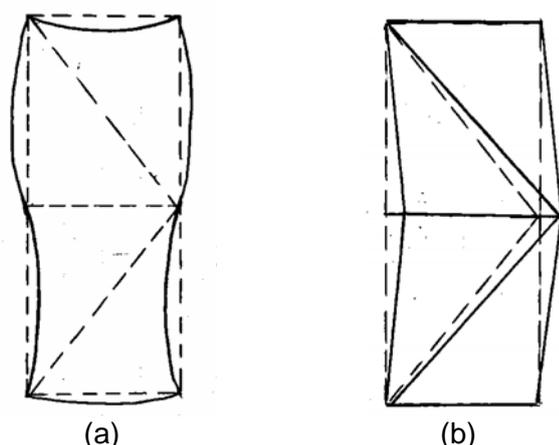


Figura 6-3: Possibili forme imperfette dell'irrigidimento trasversale del traverso

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SECOND'ORDINE PER CARICHI SIMMETRICI

I criteri progettuali degli irrigidimenti trasversali sono riportati in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1.

Il caso dei carichi simmetrici, derivanti dall'imperfezione della forma mostrata in Figura 6-3(a) è il più semplice da considerare in quanto verificabile in base al numero di irrigidimenti incernierati con imperfezione sinusoidale iniziale secondo EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(2). La Figura 6-4 riporta il diagramma di carico di un pannello con irrigidimento incernierato soggetto a carichi assiali longitudinali e trasversali, nonché a carichi fuori piano. L'irrigidimento può essere progettato ampliando il metodo di EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(5) con l'aggiunta di compressione assiale nell'irrigidimento e carico trasversale. Ciò richiede di considerare i seguenti carichi e imperfezioni iniziali:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento <i>PS0014_F0_ITA.doc</i>	Rev 0	Data 21-04-2011

- w_0 , valore massimo di imperfezione iniziale con forma sinusoidale
- N_L , carico di compressione longitudinale su larghezza pannello, uniforme sulla larghezza del pannello, b
- N_a , compressione assiale lungo l'irrigidimento trasversale, uniforme sulla lunghezza. Nelle strutture, a tutti gli elementi si applica potenzialmente una compressione assiale tramite le reazioni degli elementi adiacenti agli angoli retti
- F_d , massima intensità di carico distribuita sul piano dell'irrigidimento trasversale, a sinusoidale. Il valore di F_d deve essere calcolato in modo da fornire effetti equivalenti ai carichi a seguito di variazione dell'inclinazione della flangia e a seguito di carichi applicati esternamente, per esempio il carico delle ruote del carroponete di ispezione e manutenzione e il vento.

Considerato quanto sopra, la flessione elastica risultante, w_1 , risulterà sinusoidale.

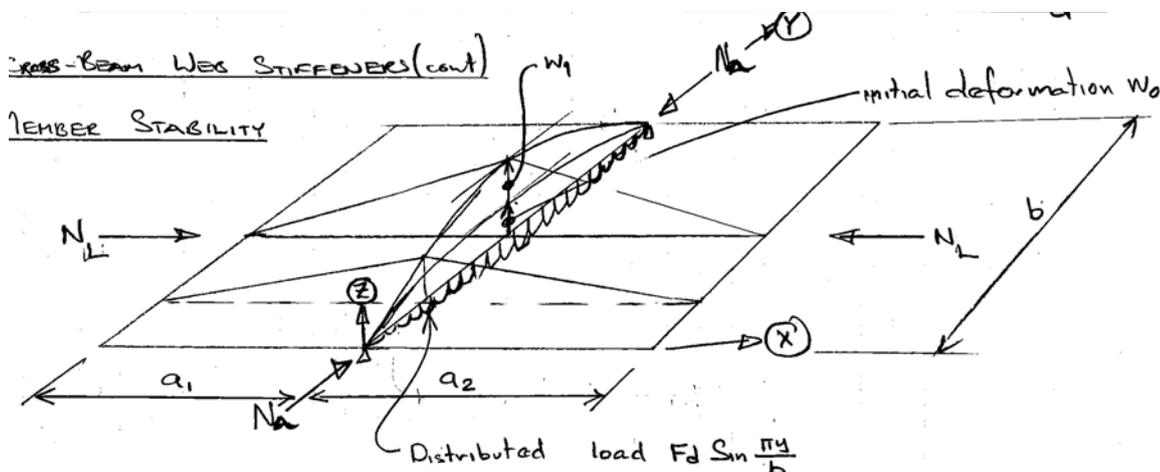


Figura 6-4: Tipico pannello di traverso soggetto a carichi assiali trasversali e longitudinali e carichi fuori piano.

La procedura progettuale di proporzionamento degli irrigidimenti trasversali di consolidamento e rigidità è riportata secondo le fasi indicate:

- 1 Si definisce un'equazione di equilibrio valutando la somma delle forze destabilizzanti alla reazione di stabilizzazione;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

- 2 Si ottiene un'equazione dell'inerzia minima, I , in termini di flessione supplementare massima w_1 consentita;
- 3 Si riporta una procedura di individuazione di F_d equivalente ai carichi laterali applicati;
- 4 Si ottengono i valori consentiti di w_1 per soddisfare rigidità e resistenza.

Individuazione di un'equazione di equilibrio:

In posizione di equilibrio, quando lo spostamento è $w_0 + w_1$, i carichi destabilizzanti sono:

- 1 Carico destabilizzante/lunghezza dell'unità della compressione nel pannello:

$$\begin{aligned} \frac{N_L}{b} \left(\frac{dz}{dx} \right)_1 + \frac{N_L}{b} \left(\frac{dz}{dx} \right)_2 &= \frac{N_L}{b} \left(\frac{w_1 + w_0}{a_1} \right) \sin \frac{\pi y}{b} + \frac{N_L}{b} \left(\frac{w_1 + w_0}{a_2} \right) \sin \frac{\pi y}{b} \\ &= \frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \sin \frac{\pi y}{b} \end{aligned}$$

- 2 Carico destabilizzante/lunghezza dell'unità della compressione assiale nell'irrigidimento trasversale:

$$N_a \frac{d^2 z}{dy^2} = N_a \frac{d^2}{dy^2} \left[(w_1 + w_0) \sin \frac{\pi y}{b} \right] = N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 \sin \frac{\pi y}{b}$$

- 3 Carico trasversale destabilizzante fuori piano/unità di lunghezza:

$$F_d \sin \frac{\pi y}{b}$$

Sommando i carichi destabilizzanti per unità di lunghezza si ottiene:

$$\begin{aligned} &= \frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \sin \frac{\pi y}{b} + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 \sin \frac{\pi y}{b} + F_d \sin \frac{\pi y}{b} \\ &= \left[\frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 + F_d \right] \sin \frac{\pi y}{b} \end{aligned}$$

La reazione di stabilizzazione per unità di lunghezza derivante dalla flessione dell'irrigidimento trasversale è:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$\frac{d^2 M}{dy^2} = \frac{d^2}{dy^2} \left(EI \frac{d^2 z}{dy^2} \right) \text{ dove } EI \text{ è costante,}$$

$$\frac{d^2 M}{dy^2} = EI \left(\frac{d^4 z}{dy^4} \right) = EI \left(\frac{d^4}{dy^4} w_1 \sin \frac{\pi y}{b} \right) = EI \left(\frac{\pi}{b} \right)^4 w_1 \sin \frac{\pi y}{b}$$

La valutazione della reazione di stabilizzazione e del carico destabilizzante fornisce la seguente equazione dell'equilibrio utilizzabile per determinare la rigidità di irrigidimento trasversale richiesta.

$$EI \left(\frac{\pi}{b} \right)^4 w_1 \sin \frac{\pi y}{b} = \left[\frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 + F_d \right] \sin \frac{\pi y}{b}$$

$$EI \left(\frac{\pi}{b} \right)^4 w_1 = \frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 + F_d$$

Individuazione dei valori di F_d equivalenti ai carichi laterali:

Il valore di F_d deve essere calcolato in modo da essere equivalente ai carichi laterali dell'inclinazione della flangia e dei carichi applicati esternamente. F_d deve indicare flessioni e momenti flettenti non inferiori a quelli dei carichi applicati.

Il momento flettente massimo del carico sinusoidale è: $\iint F_d \sin \frac{\pi y}{b} = \frac{F_d b^2}{\pi^2}$,

quindi l'equivalenze del momento flettente richiede $\frac{F_d b^2}{\pi^2} \geq M_{carico}$, con $F_d \geq \frac{\pi^2}{b^2} M_{carico}$

La flessione massima del carico sinusoidale è: $\iint \frac{M}{EI} = \frac{F_d b^4}{\pi^4 EI}$

quindi l'equivalenze del momento flettente richiede $\frac{F_d b^4}{\pi^4 EI} \geq \delta_{carico}$, con $F_d \geq \frac{\pi^4 EI}{b^4} \delta_{carico}$

Valori di N_L dove la distribuzione del carico non è uniforme:

La distribuzione delle sollecitazioni longitudinali sui pannelli risulterà non uniforme in molti casi e, più spesso, varierà linearmente attraverso ogni pannello. In questi casi, la forza N_L dovrà essere considerata come integrale delle sole forze di compressione nel pannello. Quando un pannello è parzialmente in tensione, l'effetto di stabilizzazione delle sollecitazioni di tensione è trascurabile.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Valori di N_a dove la forza lungo l'irrigidimento non è uniforme:

Per semplicità, la forza può essere considerata il valore massimo, ma, se necessario, potrebbe essere ridotta alla forza di compressione massima, nel terzo intermedio dell'irrigidimento.

Individuazione di un'equazione di inerzia minima, I_{\min} :

Considerando unicamente i requisiti di rigidità, l'inerzia minima dell'irrigidimento trasversale è dato da:

$$I_{\min} = \frac{1}{w_1 E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left[\frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 + F_d \right]$$

Se $F_d = 0$ e $N_a = 0$, l'equazione può essere riscritta come:

$$I_{\min} = \frac{1}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + \frac{w_0}{w_1} \right) \left[\frac{N_L}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \right]$$

cioè simile nella forma all'equazione 9.1 di EN 1993-1-5.

Limiti della flessione supplementare w_1 :

a) Per rigidità minima:

Quanto sopra fornisce la rigidità minima sostituendo $w_0 = s/300$, dove s è il minimo di a_1 , a_2 o b come specificato in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(2), e $w_1 = b/300$, come indicato in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(4).

b) Per resistenza minima:

Per ampliare il controllo comprendendo le sollecitazioni, w_1 deve essere limitato in modo che la sollecitazione massima a progetto non sia superata; ciò potrebbe essere il limite di snervamento fattorizzato, f_y/γ_{M1} , o qualunque sollecitazione richiesta per la stabilità della flangia.

Utilizzando gli assi definiti in Figura 6-4 e la definizione di e_{\max} in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(5),

la sollecitazione di flessione è $\sigma_b = M e_{\max} / I$.

Da

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$M = EI \frac{d^2 z}{dy^2} = EI \frac{d^2}{dy^2} w_1 \sin \frac{\pi y}{b} = EI w_1 \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 \sin \frac{\pi y}{b}$$

e il valore massimo di $\sin \frac{\pi y}{b} = 1.0$, la sollecitazione di flessione massima è:

$$\sigma_{b,\max} = \left[EI w_1 \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 \right] \frac{e_{\max}}{I} = E w_1 \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 e_{\max}$$

da cui $w_1 = \frac{\sigma_{b,\max}}{E e_{\max}} \left(\frac{b}{\pi} \right)^2$

La sollecitazione di flessione massima deve essere limitata in modo che $\sigma_a + \sigma_{b,\max} \leq \sigma_{bR} / \gamma_{M1}$ quindi $\sigma_{b,\max} \leq \sigma_{bR} / \gamma_{M1} - \sigma_a$ dove σ_{bR} , è la resistenza di svergolamento della flangia dell'irrigidimento e σ_a è la sollecitazione provocata dai carichi assiali. Nei casi in cui la flangia è stabile fino al limite di snervamento, $\sigma_{bR} = f_y$.

Individuazione di I_{\min} – Caso generico:

Nel caso generale di destabilizzazione da N_L , N_a e F_d , si può individuare I_{\min} sostituendo il minimo di $w_1 = b/300$ o $w_1 = \frac{\sigma_{b,\max}}{E e_{\max}} \left(\frac{b}{\pi} \right)^2$ nell'equazione ottenuta sopra per I_{\min} .

Individuazione di I_{\min} – Caso di $F_d = 0$ e $N_a = 0$:

Nell'equazione $I_{\min} = \frac{1}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + \frac{w_0}{w_1} \right) \left[\frac{N_L}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \right]$ ottenuta sopra, $\frac{1}{w_1}$ può essere indicato

come:

$$\frac{1}{w_1} = \frac{1}{\frac{\sigma_{b,\max}}{E e_{\max}} \left(\frac{b}{\pi} \right)^2} = \frac{E e_{\max}}{\sigma_{b,\max}} \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 = \frac{\pi^2 E e_{\max}}{\sigma_{b,\max} b^2} = \frac{300}{b} \frac{\pi^2 E e_{\max}}{\sigma_{b,\max} 300b}$$

e sostituendolo a I_{\min} nell'equazione si ottiene:

$$I_{\min} = \frac{1}{E} \left[\frac{N_L}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \right] \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} \left(\frac{\pi^2 E e_{\max}}{\sigma_{b,\max} 300b} \right) \right)$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20-06-2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20-06-2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20-06-2011						

$$\frac{\pi^2 E e_{\max}}{\sigma_{b\max} 300b}$$
 è identico a u in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(5) se $\sigma_{b\max} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Controllo del taglio

Il controllo del taglio in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.4(5) deve essere trattato con cautela in quanto richiede la verifica “dell’anima generale adiacente al taglio”, interpretabile come verifica dell’anima in prossimità del taglio, ma non sul taglio stesso. Tale requisito sembra in contrasto con il buon senso, quindi “adiacente” viene inteso con il significato di “su”. Di conseguenza, se non si fornisce un altro percorso di carico, “anima generale adiacente al taglio” si interpreta come l’area dell’anima limitata dal taglio, ma non da altri effetti quali lo svergolamento della piastra.

La verifica del Capitolo 9.2.4(5) è corretta se l’irrigidimento è dimensionato dalla resistenza, non dalla rigidità, in modo che il taglio aumenti con l’incremento dell’inerzia. Tuttavia, per una maggiore economia, il taglio può essere individuato in base ai carichi sull’irrigidimento, $q \sin \frac{\pi y}{b}$.

Individuato il carico distribuito q (vedere sotto), si può individuare il taglio V da:

$$V = \int q \sin \frac{\pi y}{b} = q \frac{b}{\pi} \cos \frac{\pi y}{b}$$

La verifica del taglio in EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.4(5) deriva da:

$$V = \frac{d}{dy} M = \frac{d}{dy} M_{\max} \sin \frac{\pi y}{b} = \frac{d}{dy} \left(\frac{\sigma I}{e_{\max}} \right) \sin \frac{\pi y}{b} = \left(\frac{\sigma I}{e_{\max}} \right) \frac{\pi}{b} \cos \frac{\pi y}{b}$$

$$\therefore V_{\max} = \left(\frac{I}{e_{\max}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \frac{\pi}{b} \cos \frac{\pi y}{b}$$

Carichi sugli irrigidimenti

I carichi sugli irrigidimenti può essere individuato in base all’equazione dei carichi destabilizzanti:

$$q \sin \frac{\pi y}{b} = \left[\frac{N_L}{b} (w_1 + w_0) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) + N_a (w_1 + w_0) \left(\frac{\pi}{b} \right)^2 + F_d \right] \sin \frac{\pi y}{b}$$

inserendo i valori di w_0 e w_1 , dove w_0 è tratto da EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.1(2) e w_1 dall’equazione dell’equilibrio:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

$$\begin{aligned}
EI\left(\frac{\pi}{b}\right)^4 w_1 &= \frac{N_L}{b}(w_1 + w_0)\left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) + N_a(w_1 + w_0)\left(\frac{\pi}{b}\right)^2 + F_d \\
&= (w_1 + w_0)\left\{\frac{N_L}{b}\left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) + N_a\left(\frac{\pi}{b}\right)^2\right\} + F_d \\
&= (w_1 + w_0)Q + F_d
\end{aligned}$$

$$\text{dove } Q = \left\{\frac{N_L}{b}\left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) + N_a\left(\frac{\pi}{b}\right)^2\right\}$$

$$\begin{aligned}
EI\left(\frac{\pi}{b}\right)^4 w_1 - w_1 Q &= w_0 Q + F_d \\
w_1 &= \frac{w_0 Q + F_d}{EI\left(\frac{\pi}{b}\right)^4 - Q}
\end{aligned}$$

Carichi distribuiti, tagli e momenti applicati agli irrigidimenti trasversali si calcolano da w_1 come segue:

$$\text{Momento: } M = EI \frac{d^2 z}{dy^2} = EI \frac{d^2}{dy^2} w_1 \sin \frac{\pi y}{b} = EI w_1 \left(\frac{\pi}{b}\right)^2 \sin \frac{\pi y}{b}$$

$$\text{Taglio: } V = \frac{d}{dy} M = EI w_1 \left(\frac{\pi}{b}\right)^3 \cos \frac{\pi y}{b}$$

$$\text{Carico distribuito: } q = \frac{d}{dy} V = EI w_1 \left(\frac{\pi}{b}\right)^4 \sin \frac{\pi y}{b}$$

Elementi interni alle strutture

La resistenza di svergolamento e tensione dei fissaggi interni alle strutture deve essere verificata per accertare le reazioni degli irrigidimenti dell'anima.

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SECOND'ORDINE PER DEFORMAZIONI ASIMMETRICHE

EN 1993-1-5 non riguarda la progettazione degli irrigidimenti a livelli multipli. La stabilità sarà quindi verificata come se la struttura fosse incernierata, con rigidità sufficiente a rendere

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

trascurabili gli effetti di second'ordine. La rigidità e la resistenza dei singoli componenti della struttura sono verificati per i carichi simmetrici come descritto sopra. I controlli sull'azione della struttura sono quindi limitati agli effetti delle forze nodali che agiscono alle intersezioni degli elementi.

I controlli sugli irrigidimenti trasversali in EN 1993-1-5 Capitolo 9 non considerano l'interazione di taglio e compressione longitudinale. Non è chiaro se ciò si sia dimostrato inutile in ogni caso o semplicemente non ritenuto necessario nelle strutture comuni. Ignorando tali combinazioni, i calcoli non sarebbero in contrasto con il Codice, ma la struttura potrebbe non avere l'affidabilità richiesta. Poiché le anime dei traversi non sono comuni, in quanto profonde 20 metri, con momento e taglio elevato e con forte rigidità longitudinale, si considerano alcuni effetti destabilizzanti dello sforzo di taglio coesistente nei pannelli delle anime.

Nelle piastre isotropiche, le forze di taglio sono meno destabilizzanti delle forze assiali, come mostrato dai coefficienti di svergolamento per piastre infinitamente lunghe di larghezza b incernierate sui bordi longitudinali. La sollecitazione di svergolamento elastico critico di tali piastre è data da:

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

con coefficiente di svergolamento $k = 4$ per la compressione longitudinale e 5.3 per il taglio. È quindi leggermente conservativo considerare che le forze di taglio agiscano in modo analogo alla compressione longitudinale.

Poiché le sollecitazioni di taglio comprendono le sollecitazioni principali di compressione e tensione equivalenti a 45°, la resistenza di taglio si verifica solo quando si può sviluppare un imbozzamento a un'inclinazione all'asse longitudinale dell'elemento. Per la profondità del traverso e la spaziatura dell'irrigidimento trasversale, è necessario prevedere almeno due irrigidimenti trasversali nella flessione di svergolamento diagonale, come mostrato in Figura 6-5, rispetto a una sola prevista per lo svergolamento da compressione longitudinale. Si riduce così l'ampiezza delle forze destabilizzanti fuori piano. Per esempio, sulla linea diagonale picco-picco su ogni irrigidimento in posizione di svergolamento, la forza fuori piano è:

$$\frac{N_{eff}}{b} \left(\frac{dz}{dD}\right)_1 + \frac{N_{eff}}{b} \left(\frac{dz}{dD}\right)_2 = \frac{N_{eff}}{b} \left(\frac{w_{S1} + w_{S0}}{D_1}\right) + \frac{N_{eff}}{b} \left(\frac{0}{D_2}\right) = \frac{N_{eff}}{b} \left(\frac{w_{S1} + w_{S0}}{D_1}\right)$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev 0	Data 21-04-2011

cioè meno della metà dell'effetto della compressione assiale in quanto le distanze diagonali D_1 e D_2 sono maggiori delle spaziature degli irrigidimenti a_1 e a_2 e gli spostamenti ai picchi w_{s0} e w_{s1} sono inferiori agli spostamenti alle altezze medie dei pannelli per compressione longitudinale w_1 e w_2 .

Per valutare tutte le potenziali differenze tra svergolamento da taglio e svergolamento da compressione longitudinale, si considera il carico longitudinale N_L come compressione longitudinale più 1/3 della forza di taglio.

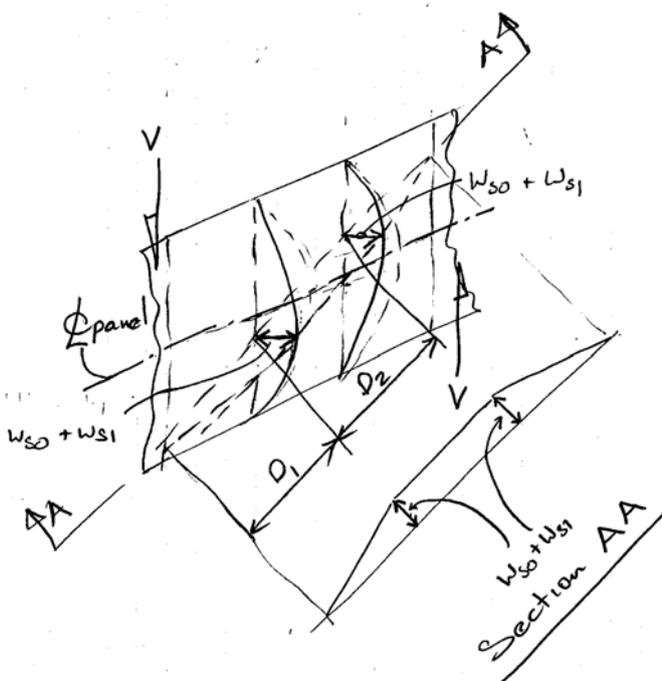


Figura 6-5: Deformazioni associate allo svergolamento da taglio dell'anima del traverso.

Strutture di controventatura

La controventatura aumenta la rigidità dell'oscillazione rendendo quindi trascurabili le deformazioni dell'oscillazione stessa. I carichi sulle strutture fissate diagonalmente senza carichi verticali applicati esternamente sono riportati in Figura 6-6. Il diagramma di sollecitazione da flessione del traverso è riportato con compressione in alto e tensione in basso. Le reazioni degli irrigidimenti delle flange sono riportate come agenti in alto o in basso; può verificarsi uno dei due effetti se la flangia è diritta nei pannelli adiacenti.

Le reazioni degli irrigidimenti dell'anima sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

R_{SSC} reazione dell'irrigidimento trasversale supportato semplicemente nella zona di compressione;

R_{SST} reazione dall'irrigidimento trasversale nella zona di tensione, considerata zero per semplicità, in quanto le sollecitazioni di tensione forniscono un effetto stabilizzante (i carichi del vento applicati esternamente e relativamente ridotti sono tralasciati per bilanciare la tendenza conservativa a trascurare l'effetto di stabilizzazione delle sollecitazioni da tensione);

R_V effetto destabilizzante della forza di taglio. Come indicato sopra, ciò si suppone essere 1/3 dell'effetto di una compressione longitudinale equivalente. Supponendo che la controventatura riduca la flessione da oscillazione a un'ampiezza trascurabile, la forza fuori piano si limita all'inclinazione dovuta all'imperfezione iniziale a progetto, $s/300$, che nel caso di $a = 4000$ mm e $b > 10,000$ mm è $a/300$. L'inclinazione risultante è 1/300 su ogni lato dell'irrigidimento trasversale, quindi la forza fuori piano dal carico longitudinale è:

$$N_L \times \frac{2}{300} = \frac{N_L}{150}$$

La relativa forza di taglio è leggermente superiore al 50% del taglio sull'anima e può essere ragionevolmente considerata al 60%. La reazione destabilizzante del taglio su ogni anima è quindi:

$$R_V = \frac{1}{3} \times \frac{0.6 \cdot V_{web}}{150} = \frac{V_{web}}{750}$$

Le direzioni delle forze nel fissaggio e le reazioni risultanti nella struttura sono riportate in Figura 6-7.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev 0	Data 21-04-2011

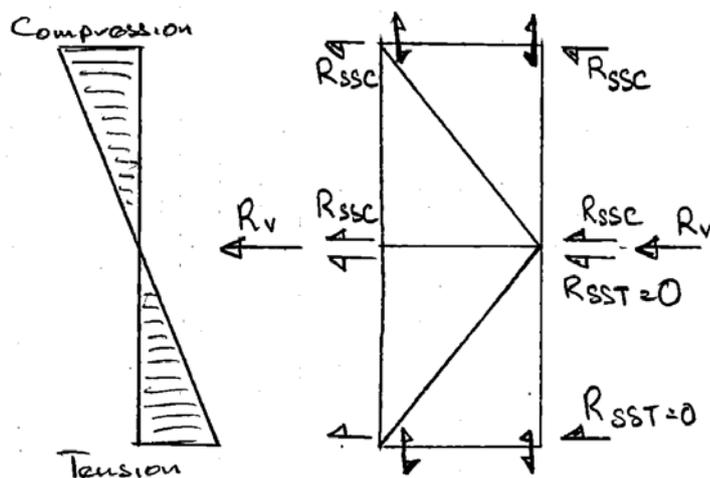


Figura 6-6: Reazioni dell'irrigidimento trasversale che agisce sugli elementi di fissaggio

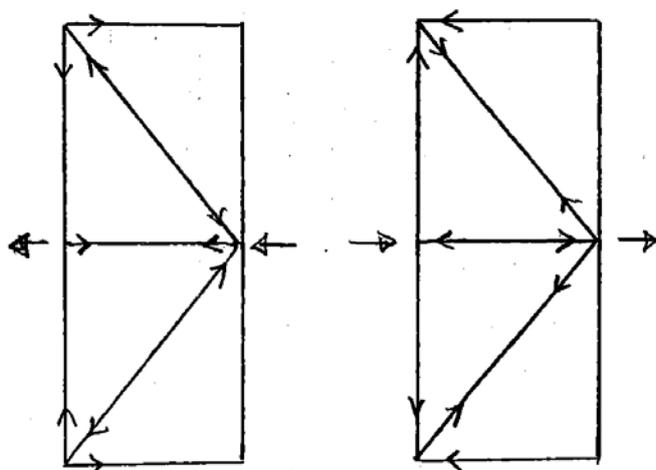


Figura 6-7: Forze e reazioni di fissaggio negli irrigidimenti trasversali.

In caso di variazione nell'inclinazione della flangia, intesa come ingobbatura localizzata o curvatura continua sulla lunghezza della flangia, vi sono carichi verticali ampi applicati agli irrigidimenti trasversali della flangia che applicheranno carichi assiali notevoli agli irrigidimenti trasversali dell'anima. In questi casi, le esigenze sugli irrigidimenti si possono ridurre fornendo fissaggi K, come indicato in Figura 6-8, con distribuzione del carico approssimativa.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

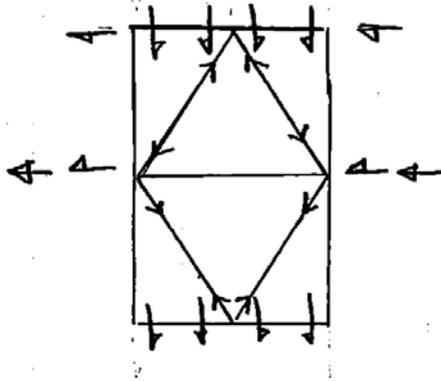


Figura 6-8: Forze e reazioni di fissaggio K negli irrigidimenti trasversali.

Rigidità minima da EN 1993-1-5 Capitolo 9.3.3(3)

Tali requisiti sono tratti dai precedenti British Standard e ottenuti dalla teoria di svergolamento critico elastico, ma fattorizzati in modo da consentire alcune azioni modeste sul campo della tensione. Sono stati concepiti per anime senza rigidità longitudinale ampia dei traversi e senza controventatura per prevenire le deformazioni da oscillazione. Il modo più semplice per dimostrare che la rigidità fornita con i metodi precedenti è sufficiente consiste nel verificare la presenza di inerzia minima, I_{st} , di EN 1993-1-5 Capitolo 9.3.3(3) nei segmenti tra i nodi della struttura fissata. Nel calcolo, h_w è valutata come metà della profondità del traverso nella posizione dell'irrigidimento.

Nei traversi, le controventature forniscono il vincolo distorsivo.

Dove i traversi collegano le gambe della torre, le anime dei traversi stessi si allineano con le piastre delle gambe della torre G e H e gli irrigidimenti trasversali dell'anima delle gambe della torre proseguono nella gamba della torre lungo le piastre G e H per trasferire il carico. Le forze assiali nelle anime dei traversi applicano tensione e compressione trasversale notevole alle piastre delle gambe della torre già fortemente sollecitate. Nella lunghezza delle gambe della torre tra flangia superiore e inferiore del traverso, gli irrigidimenti longitudinali delle gambe della torre sulle piastre G e H devono agire anche come irrigidimenti trasversali e vincolare le deformazioni fuori piano causate dalla compressione trasversale. La concezione della rigidità per le piastre delle gambe della torre G e H entro la profondità dei traversi segue da vicino le procedure sviluppate per il progetto degli irrigidimenti trasversali nei traversi descritti precedentemente.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

6.2.3 Giunti e sezioni

I criteri di verifica progettuale dello stato limite ultimo (ULS) relativi a giunti e sezioni sono riportati nel presente capitolo. Giunti e sezioni sono verificati in conformità al capitolo 4.2.8 di NTC08.

6.2.3.1 Collegamenti imbullonati

Giunti e sezioni sono verificati in termini di ULS in conformità al capitolo 4.2.8.1 di NTC08. L'NTC08 non riporta alcuni criteri generalmente considerati nella verifica ULS dei collegamenti imbullonati; in quanto tali, questi criteri sono integrati da criteri supplementari in EN 1993-1-8, come previsto.

I collegamenti imbullonati si utilizzano per le sezioni dei giunti di costruzione degli irrigidimenti longitudinali delle gambe delle torri, piastre dell'anima longitudinali e trasversali.

Le sezioni dei giunti di costruzione imbullonati degli elementi verticali delle gambe della torre sono stati concepiti in modo da resistere allo scorrimento all'ULS per fornire una rigidità longitudinale analoga alle sezioni della piastra rivestita completamente saldate. EN 1993-1-8 Capitolo 3.9.3 si riferisce al mix di componenti imbullonati e saldati come collegamento ibrido e indica che si possa supporre la condivisione del carico applicato da parte di bulloni e saldature purché il serraggio finale dei bulloni sia completato al termine della saldatura delle sezioni. Il progetto delle sezioni imbullonate delle gambe della torre suppone il rispetto della sequenza indicata. Le sezioni imbullonate comprendono piastre di copertura su ambo i lati delle anime e degli irrigidimenti, nonché bulloni pretensionati ad alta resistenza.

Le anime interne trasversali e longitudinali delle gambe della torre sono resistenti a:

- Sollecitazioni dirette longitudinali dal carico assiale e dai momenti flettenti generali;
- Sollecitazioni da taglio complanari dallo sforzo di taglio generale e torsione generale;
- Lievi sollecitazioni dirette dal momento flettente all'azione dei pilastri degli irrigidimenti longitudinali.

Il calcolo delle sollecitazioni da taglio tiene conto dei flussi di taglio derivanti dalla discontinuità delle anime interne.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

Bulloni e piastre delle sezioni per le anime interne sono proporzionati in modo da sviluppare la capacità assiale a progetto della piastra agendo in concomitanza con la sollecitazione di taglio applicata e in momenti complanari derivanti dalle sollecitazioni delle anime. Le forze in ogni coppia di piastre si calcolano in base alle sollecitazioni nella fascia longitudinale dell'anima a cui è imbullonata la piastra della sezione. La larghezza delle fasce delle anime è rilevata come distanza tra i centri degli irrigidimenti longitudinali tra cui sono imbullonate le piastre.

Gli irrigidimenti longitudinali delle gambe della torre sono resistenti a:

- Sollecitazioni dirette longitudinali dal carico assiale e dai momenti flettenti generali;
- Sollecitazioni dirette dal momento flettente all'azione dei pilastri degli irrigidimenti longitudinali;
- Lievi sollecitazioni da taglio, sufficientemente piccole da risultare trascurabili.

Bulloni e piastre delle sezioni per le anime interne sono proporzionati in modo da sviluppare la capacità assiale a progetto dell'irrigidimento (cioè l'area della piastra della sezione è sempre maggiore dell'area dell'elemento minore sezionato). Si conferma inoltre che gli irrigidimenti longitudinali forniscono capacità sufficiente a reggere i momenti provocati dall'eccentricità derivante da piastre di spessori diversi sezionate in una sezione maggiore di $b_0/2$ o 200 mm di irrigidimento trasversale, secondo EN 1993-1-5 Capitolo 9.2.3.

Per tali collegamenti imbullonati si eseguono le seguenti verifiche ULS:

1 Resistenza allo scorrimento, $F_{s,Rd}$.

La resistenza allo scorrimento di un bullone pretensionato ad alta resistenza è espressa dall'Eq. 4.2.66 (NTC08):

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$$

dove $F_{p,C}$ è la pre-tensione del bullone a progetto, $\gamma_{M3} = 1.25$ è un fattore parziale materiale e tutte le altre variabili sono come definite precedentemente. La resistenza di scorrimento a progetto a ULS differisce dalla resistenza di scorrimento a SLS solo per l'applicazione di un fattore parziale materiale alla forza di pre-tensionamento del bullone, espressa dall'Eq. 4.2.56 (NTC08):

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$$

dove f_{tb} è la resistenza a trazione del bullone (1000 MPa per bulloni di grado 10.9), A_{res} è l'area di trazione del bullone (cioè in una sezione attraverso la filettatura).

Le sezioni dei giunti di costruzione utilizzano bulloni M30 Grado 10.9.

- 2 Resistenza alla capacità portante sulle piastre collegate, $F_{b,Rd}$ (come previsto da EN 1993-1-8 Tabella 3.2).

La resistenza alla capacità portante delle piastre collegate è espressa dall'Eq. 4.2.61 (NTC08):

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

dove d è il diametro del bullone, t è lo spessore della piastra, f_{tk} è la resistenza a trazione della piastra e k e α sono i fattori che dipendono innanzitutto dalla posizione del bullone nel collegamento e dal rapporto tra la resistenza a trazione del bullone e la resistenza a trazione della piastra. I fattori sono calcolati in riferimento a NTC08 Figura 4.2.3.

- 3 Capacità della sezione netta plastica attraverso i fori dei bulloni, $N_{net,Rd}$ (come previsto da EN 1993-1-8 Tabella 3.2).

La capacità della sezione netta plastica attraverso i fori dei bulloni è riportata in EN 1993-1-8 capitolo 6.2.3., con l'Eq. 6.8:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove A_{net} è l'area della sezione netta attraverso i fori dei bulloni, f_y è il limite di snervamento della piastra e $\gamma_{M0} = 1.05$ è il fattore parziale materiale. Si prevede che i fori dei bulloni abbiano diametri maggiori di 3 e 2 mm rispetto al bullone, per bulloni di diametri rispettivamente maggiori e minori di 27 mm. La tolleranza dello spostamento dello sforzo di taglio nei componenti collegati è conforme con EN 1993-1-1, capitolo 6.2.2.2.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

6.2.3.2 Piastre di collegamento/sezione

Oltre alla capacità del connettore, si verifica la resistenza delle parti collegate allo snervamento della frazione o sezione complessiva della sezione di trazione netta. La capacità della sezione plastica, $N_{pl,Rd}$, di una parte collegata è espressa dall'Eq. 4.2.7 (NTC08):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove A è l'area della sezione complessiva, f_{yk} è il limite di snervamento caratteristico e $\gamma_{M0} = 1.05$ è il fattore parziale materiale.

La capacità della sezione netta, $N_{u,Rd}$, di una parte collegata è espressa dall'Eq. 4.2.8:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

dove A_{net} è l'area minima della sezione netta effettiva della parte collegata, considerando i meccanismi di spostamento dello sforzo di taglio e cedimento come taglio di blocco (stacco), f_{tk} è la resistenza a trazione caratteristica e $\gamma_{M2} = 1.25$ è il fattore parziale materiale.

6.2.3.3 Collegamenti saldati

La verifica progettuale ULS di giunti e sezioni è conforme al capitolo 4.2.8.2 di NTC08. I collegamenti saldati sono realizzati con saldature d'angolo e di testa a penetrazione totale o parziale.

L'uso di elettrodi di saldatura idonei garantisce che la resistenza teorica della saldatura a penetrazione totale sia maggiore o uguale alla resistenza delle parti collegate, senza richiedere quindi ulteriori verifiche.

Si verificano le saldature d'angolo e a penetrazione parziale tenendo conto della sollecitazione indotta dal carico applicato esternamente sull'area di saldatura effettiva. L'area di saldatura effettiva è il prodotto della gola effettiva "a" e della lunghezza di saldatura effettiva "L". La capacità di saldatura è verificata mediante l'Eq. 4.2.75:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2) \right]^{0.5} = \frac{f_{tk}}{\beta \cdot \gamma_{M2}}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011	

dove f_{tk} è la resistenza a trazione caratteristica delle parti collegate più deboli, β è un fattore di correlazione funzione del metallo base e γ_{M2} è il fattore parziale materiale.

6.2.4 Componenti di ancoraggio base

I componenti di base della torre sono verificati per ULS/SILS tenendo conto dei requisiti posti durante la costruzione e a ponte completato. La verifica ULS dei componenti dell'ancoraggio di base durante la costruzione si riferisce ai carichi coerenti con i criteri SLS2 per riflettere il periodo di ritorno minore associate alle condizioni di costruzione temporanee.

6.2.4.1 Cavi di ancoraggio a funi multiple di post-tensionamento

L'ancoraggio di base della torre è progettato per non decomprimersi sotto i carichi ULS/SILS e mantenere una rigidità di base costante a tutti i livelli di risposta della torre. I cavi di ancoraggio comprendono funi a sette fili di 15.7 mm di diametro, ciascuna con un'area di 150 mm². Numero, dimensioni e disposizione dei cavi di ancoraggio si basano sulle forze di tensione massime alla base della torre secondo le combinazioni di carico prevalenti durante la costruzione e nel ponte completato. I cavi sono proporzionati secondo la sollecitazione effettiva del cavo dopo il verificarsi di perdite di $0.65f_{pk}$ all'ancoraggio, come specificato dal progettista delle fondazioni della torre, diviso per un fattore di sicurezza supplementare di 1.10. Tale fattore di sicurezza supplementare è considerato poiché, sebbene i cavi non si avvicinino alla resistenza ultima, è necessario un margine di sicurezza rispetto allo stato limite di decompressione simile a quello solitamente previsto per gli stati limite di resistenza del materiale. Il progetto di ancoraggio del cavo valuta la forza iniziale di sollevamento e la forza effettiva del cavo dopo il verificarsi di tutte le perdite.

Si ipotizza che i cavi di ancoraggio resistano unicamente alle sollecitazioni di trazione. La resistenza agli sforzi di taglio longitudinali e trasversali alla base della torre è realizzata tramite l'attrito tra piastra di base della torre e fondazioni di calcestruzzo, come riportato sotto.

6.2.4.2 Piastra di base

Lo spessore della piastra di base della torre è proporzionata in modo da distribuire uniformemente le sollecitazioni massime di appoggio a compressione alle fondazioni in calcestruzzo sottostanti e resistere a sollecitazioni di taglio e flessione derivanti dalle sollecitazioni di appoggio che agiscono

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011

sulla piastra. La capacità di flessione della piastra di base, $M_{pl,Rd}$, si calcola in conformità con NTC08, secondo l'Eq. 4.2.13:

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

dove W_{pl} è il modulo della sezione plastica, f_{yk} è il limite di snervamento caratteristico e γ_{M0} è definito precedentemente. La capacità di taglio della piastra di base, $V_{c,Rd}$, si calcola in conformità con NTC08, secondo l'Eq. 4.2.18:

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

dove A_v è l'area di taglio e le altre variabili sono definite precedentemente.

Poiché i requisiti della piastra di base provocano uno stato di sollecitazione tridimensionale sulla piastra di base, con sollecitazioni simultanee di taglio e bi-assiali, anche lo spessore della piastra si verifica sommando tutte le componenti delle sollecitazioni con il criterio di Von Mises, secondo NTC08, Eq. 4.2.5:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

dove $\sigma_{x,Ed}$ e $\sigma_{z,Ed}$ sono le due sollecitazioni normali, τ_{Ed} è la sollecitazione di taglio e le altre variabili sono definite precedentemente.

L'ampiezza della piastra di base della torre è proporzionata in modo da limitare le sollecitazioni di appoggio del calcestruzzo a circa 60 MPa e fornire ampiezza di supporto sufficiente a contenere tutti i componenti di ancoraggio e gambe della torre.

La capacità di taglio della base della torre è fornita dall'attrito tra la parte inferiore della piastra di base e l'area di grouting. Il requisito di taglio, V_{Ed} , si calcola come somma vettoriale delle forze di taglio longitudinali e trasversali coesistenti e la capacità di taglio, V_{Rd} , si calcola secondo le disposizioni di EN 1993-2 capitolo A.3.3:

$$V_{Rd} = \frac{\mu_k}{\gamma_{\mu}} \cdot N_{Ed} + V_{pd}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

dove μ_k è il coefficiente di attrito, γ_μ è il fattore parziale di attrito, N_{Ed} è la forza assiale applicata e V_{pd} è la resistenza di taglio a progetto dei cavi (supposta uguale a zero). Il capitolo A3.3 raccomanda un fattore parziale di 1,20 per l'acciaio su calcestruzzo e la tabella A1 riporta un coefficiente di attrito pari a 0,6 per acciaio su calcestruzzo. Il capitolo A.3.3(3) indica che l'attrito non risulterebbe affidabile per i ponti ferroviari o soggetti a eccitazione sismica. Tuttavia, le vibrazioni indotte dai binari per il ponte sullo stretto di Messina avranno un effetto trascurabile sulla forza assiale delle gambe della torre, dominata da carichi statici, e poiché il rapporto di utilizzo di tale controllo è compreso tra 0,3 e 0,4, si ritiene che l'attrito sia validamente affidabile e la sicurezza anti-scorrimento fornita sia sufficiente.

6.2.4.3 Rinforzo dell'ancoraggio base

Il rinforzo dell'ancoraggio di base della torre comprende piastre verticali corte saldate a tubi di ancoraggio in acciaio a cui sono fissati i cavi di post-tensionamento. Il gruppo di rinforzo è saldato alle piastre della gamba della torre principale e alla piastra di base della torre. Le piastre di rinforzo verticali sono state verificate in termini di capacità di flessione e taglio per trasferire le pressioni di supporto della piastra base di compressione relativa e le forze dei cavi di tensione alle piastre delle gambe della torre utilizzando NTC08 Eq. 4.2.18, definita al capitolo precedente. Viene verificato che i tubi di ancoraggio abbiano capacità di compressione sufficiente a reggere la forza di pretensionamento dei cavi. La capacità di compressione $N_{b,Rd}$ si verifica in conformità con NTC08, Eq. 4.2.43 o 4.2.44, secondo le proporzioni del tubo:

$$N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} & \text{per Classe 1, 2 o 3} \\ \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} & \text{per Classe 4} \end{cases}$$

dove χ è il coefficiente che dipende dalla snellezza del componente e dall'effetto delle imperfezioni, A è l'area dell'irrigidimento e le altre variabili sono definite precedentemente.

I collegamenti tra piastre di rinforzo, gambe della torre e piastra di base sono controllati come descritto in 6.2.3.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione	<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20-06-2011	

6.3 Stati Limite di Fatica

Si verifica il range di sollecitazione di dettagli ed elementi della torre secondo le risultanze dello stato limite di fatica. Le parti soggette interamente al range di sollecitazione per compressione sono meno critiche per il carico di fatica, sebbene possano verificarsi fessurazioni da fatica a causa delle sollecitazioni di trazione residue. Per questo si verifica la resistenza alla fatica adeguata delle parti in conformità con il capitolo 4.2.4.1.4 di NTC08, integrato da EN 1993-1-9. La valutazione della fatica della torre si basa sul metodo di vita sicura con forti conseguenze di cedimento. Il fattore parziale di resistenza alla fatica è indicato con $\gamma_{mf} = 1.35$ come specificato al capitolo 4.2.4.1.4 di NTC08.

Le gambe delle torri sono soggette a sollecitazioni dirette da carico ferroviario e stradale e la loro fatica a progetto per tali carichi è descritta rispettivamente ai capitoli 6.3.1. e 6.3.2. Per lo stato limite di fatica, non è necessario tenere conto delle vibrazioni alle gambe della torre indotte dal distacco dei vortici in quanto le velocità del vento che provocano tali vibrazioni si verificano molto raramente. I traversi della torre sono soggetti unicamente a piccole sollecitazioni indirette relative alla compatibilità da carico ferroviario e stradale. La progettazione del traverso è gestita da carico del vento e sismico trasversale. I carichi sismici sono rari e non considerati nella valutazione della fatica. I carichi di vento sono tuttavia costantemente presenti e, sebbene non considerati in generale nella fatica a progetto di un ponte stradale/ferroviario, forniscono il carico ripetuto più significativo per i traversi. La valutazione della fatica dei traversi per il carico del vento è descritta al capitolo 6.3.3.

6.3.1 Valutazione del carico di fatica ferroviario

Le gambe della torre sono dominate da carichi statici uniti a carichi sismici o del vento e i range di sollecitazioni dovuti al carico utile rappresentano una componente relativamente ridotta delle sollecitazioni totali. Di conseguenza, si prevede che la fatica non sia un elemento prevalente per le gambe della torre e la fatica utile delle parti si verifica con un approccio semplificato.

Il capitolo 9A di EN 1993-2 specifica un metodo di valutazione semplificata della fatica che si avvale del carico ferroviario standard a progetto e consente di modificare il range di sollecitazioni in base al carico di traffico e alla durata del progetto. Tuttavia, i fattori di danno equivalenti, λ , sono validi unicamente per campate fino a 100 m e vita di progetto di 120 anni. Per questo, il metodo non è adatto al ponte sullo stretto di Messina e si utilizza un approccio alternativo per

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

valutare la fatica del carico utile della torre. L'approccio alternativo è concettualmente analogo alla valutazione semplificata riportata in 1993-2 Capitolo 9, sebbene si utilizzi una sommatoria approssimativa di Miner anziché i fattori equivalenti di danno previsti per il calcolo della sommatoria di Miner.

Considerando le linee di influenza della torre, il range di sollecitazioni dovuto al carico ferroviario dipenderà innanzitutto dalla massa totale del treno e non sarà sensibile alla configurazione degli assali del treno di fatica. Di conseguenza, i range di sollecitazioni di fatica massimi nelle gambe della torre sono determinati approssimativamente confrontando le masse totali dei treni a progetto con la massa del carico di fatica effettivo.

Il carico di fatica si basa su RFI 44F, secondo cui il traffico ferroviario dovrebbe essere considerato traffico misto "standard" come definito in EN 1991-2 Tabella D.1.

Con approccio semplificato e conservativo, si suppone che tutti i treni di fatica abbiano la massa totale del treno di fatica più pesante. Poiché la pendenza della curva della fatica è inferiore a 1:1, le sollecitazioni da fatica critiche sono provocate dai carichi simultanei di più treni, con conseguenti range di sollecitazioni maggiori e cicli minori. Il carico ferroviario a progetto prevede due treni per binario a una distanza minima di 750 m. Per la valutazione della fatica si suppone, in modo conservativo, che metà di tutti i treni di fatica si verifichi a gruppi di due (cioè due treni sul ponte simultaneamente, uno per binario) e l'altra metà dei treni a gruppi di quattro (cioè quattro treni sul ponte simultaneamente, due per binario).

La resistenza alla fatica di un determinato range di sollecitazioni di ampiezza costante è determinato dalla curva di resistenza alla fatica EN 1993-1-9 Figura 7.1, riportata in Figura 6-9.

Dalle curve di resistenza alla fatica, il numero di cicli di fatica consentito per un determinato range di sollecitazioni è dato da:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_c^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 3 \text{ e } N_R \leq 5 \times 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m 5 \times 10^6 \quad \text{con } m = 5 \text{ e } 5 \times 10^6 \leq N_R \leq 10^8$$

dove $\Delta\sigma_R$ è la resistenza diretta del range di sollecitazione, N_R è la durata a progetto espressa come numero di cicli relativi al range di sollecitazione costante, $\Delta\sigma_c$ è la resistenza alla fatica di riferimento a 2 milioni di cicli e $\Delta\sigma_D$ è $0.737\Delta\sigma_c$, come riportato in EN 1993-1-9 Tabelle 8.1-8.10.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

La resistenza alla fatica delle torri è verificata per il carico ferroviario con la sommatoria di Miner, come segue:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot n_{\text{gruppo 4treni}}}{N_{R, \text{gruppo 4treni}} / \gamma_{mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot n_{\text{gruppo 2treni}}}{N_{R, \text{gruppo 2treni}} / \gamma_{mf}} \leq 1.0$$

dove $N_{\text{gruppo 4treni}}$ e $N_{\text{gruppo 2treni}}$ sono i numeri di cicli di fatica per gruppi di quattro e due treni, $N_{R, \text{gruppo 4treni}}$ e $N_{R, \text{gruppo 2treni}}$ sono le resistenze alla fatica per il range di sollecitazioni risultanti del gruppo di quattro e due treni e γ_{Ff} è il fattore di sicurezza parziale dei carichi di fatica, assunto come 1.0.

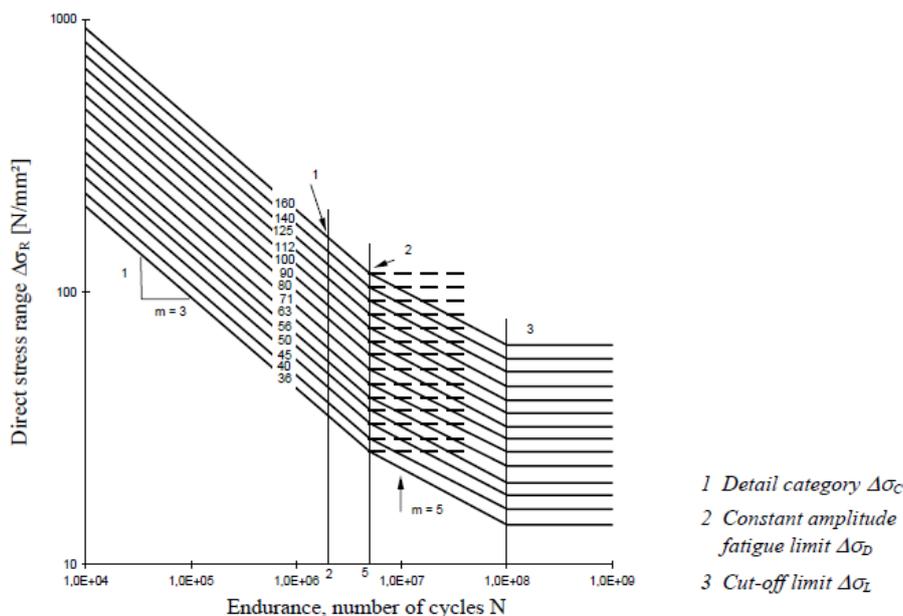


Figura 6-9: Curve di resistenza alla fatica

6.3.2 Valutazione del carico di fatica stradale

I requisiti di carico utile massimo della torre derivano dai carichi posti sulle lunghezze, come i treni specifici lunghi 750 m e la quota del carico stradale distribuita uniformemente. Si prevede che treni lunghi e pesanti attraverseranno regolarmente il ponte e sono quindi considerati un valido carico di fatica per la torre. Il mezzo pesante utilizzato per la valutazione della fatica dei cassoni stradali non genera sollecitazioni significative alle gambe delle torri e non provocherà sollecitazioni di fatica alla

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
Principi generali della progettazione		<i>Codice documento</i> PS0014_F0_ITA.doc	<i>Rev</i> 0	<i>Data</i> 21-04-2011

torre esistente. Le sollecitazioni indotte sono nettamente inferiori al limite specifico delle sollecitazioni nella curva della fatica e quindi il carico stradale non è considerato nella valutazione della fatica della torre.

6.3.3 Valutazione del carico di fatica del vento

Si valuterà la fatica dei traversi della torre provocata da carichi del vento che si verificano regolarmente seguendo una procedura semplificata e conservativa. La frequenza e le distribuzioni cumulative della frequenza stessa per tutte le velocità del vento presenti sul sito del ponte sono utilizzate per determinare la velocità sotto la quale soffia il 95% dei venti (cioè i venti più forti si verificano solo il 5% del tempo). Si suppone, in modo conservativo, che il vento soffi sempre nella direzione più critica e che l'intera sollecitazione a progetto nel traverso sia provocata dal vento (nessun contributo da carico statico o altri componenti del carico). Le sollecitazioni di fatica del traverso provocate dalle velocità del vento sono determinate attraverso la scala delle sollecitazioni a progetto determinate per combinazioni del carico di vento critiche e confrontate con le sollecitazioni specifiche della curva di fatica in Figura 6-9.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
Principi generali della progettazione	Codice documento PS0014_F0_ITA.doc	Rev F0	Data 20-06-2011

A-1. Effetto del fattore di sicurezza parziale sul calcolo dell'imperfezione equivalente

INCREASED IMPERFECTION TO COMPENSATE FOR GAMMA M0

EN 1993-1-1 # 5.3.2(11) says the mode shape can be used as the imperfection. This method is used to account for the buckling effects in the towers.

EN 1993-1-5 uses γ_{M0} in Chap. 4 for the resistance of stiffened plates.

EN 1993-1-1 uses γ_{M1} in # 6.3.1 for the design of compression members

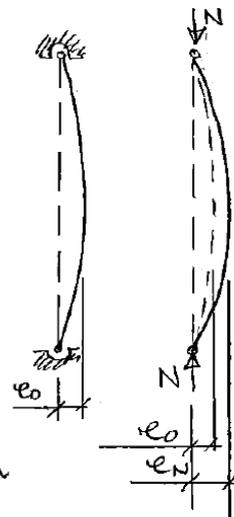
∴ There is an inconsistency between the two parts of the code

The logical solution is to determine initial imperfections that produce the compression resistance from EN 1993-1-1 # 6.3.1, $N_{b,Rd}$, which using EN 1993-1-5 with γ_{M0}

The calculation is based on finding what loading stress, σ_b , must be applied to limit the compression resistance to $N_{b,Rd}$ calculated with γ_{M1}

The compression resistance is taken as the force at which the stress reaches f_y/γ_{M1} because the initial imperfection includes the effects of residual stresses.

$$\sigma_a + \sigma_b = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

The magnitude of initial imperfection is much greater than the geometrical tolerances because the imperfection also accounts for the effect of residual stresses.

INCREASED IMPERFECTION TO COMPENSATE FOR GAMMA M0

Calculate N_{brd}

Use pin-ended strut to demonstrate the procedure:-

Assume properties

$$\left. \begin{aligned} A &= 7.0 \times 10^6 \text{ mm}^2 \\ I &= 300 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \\ y &= 10.0 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{elastic modulus } W_e = \frac{I}{y} = \frac{300 \times 10^{12}}{10 \times 10^3} = 30 \times 10^9$$

$$\begin{aligned} L_{cr} &= 300 \text{ m} \\ I_y &= 460 \text{ MPa}^2 \end{aligned}$$

Calculate N_{brd} using $\gamma_{M1} = 1.1$ as EN1993-1-1 # 6.3.1

From # 6.3.1.3, $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 200 \times 10^3 \times 300 \times 10^{12}}{(300)^2 \times 10^6} = 6580 \text{ MN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7.0 \times 10^6 \times 460}{6580 \times 10^6}} = 0.700$$

From # 6.3.1.2

Table 6.2 \rightarrow Buckling curve is welded boxes, generally \rightarrow buckling curve b

Table 6.2 \rightarrow Imperfection factor for curve b = 0.34

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34(0.700 - 0.2) + 0.700^2 \right] = 0.830$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.830 + \sqrt{0.830^2 - 0.700^2}} = 0.784$$

From # 6.3.1.1

$$N_{brd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.784 \times 7.0 \times 10^6 \times 460}{1.1} = 2295 \text{ MN}$$

INCREASED IMPERFECTION TO COMPENSATE FOR GAMMA M0 (cont)

Calculate imperfection used with $\gamma_{M1} = 1.1$

Calculate e_0 for γ_{M1} to demonstrate the increase using γ_{M0}
Using elastic material but non-linear geometry:-

Axial stress, σ_a , + bending stress, σ_b , = $\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ at N_{brd}

$$\therefore \sigma_a + \sigma_b = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\therefore \sigma_b = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} - \sigma_a = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} - \frac{N_{brd}}{A} = \frac{460}{1.1} - \frac{2295 \times 10^6}{7.0 \times 10^6}$$

$$= 418.2 - 327.9 = 90.3 \text{ MPa}$$

\therefore The internal moment $M_i = \sigma_b W_{ei} = 90.3 \times 30 \times 10^9 = 2709 \text{ MN-m}$

\therefore The imperfection, e_N at $N_{brd} = \frac{M_i}{N_{brd}} = \frac{2709}{2295} = 1.180 \text{ metres}$

$$e_N = e_0 \frac{1}{(1 - N/N_{cr})}$$

$$\therefore e_0 = e_N (1 - N/N_{cr}) = 1.180 \left(1 - \frac{2295}{6580}\right) = 0.768 \text{ metres}$$

INCREASED IMPERFECTION TO COMPENSATE FOR GAMMA M0 (cont)

Calculate imperfection used with $\gamma_{M0} = 1.05$

Using elastic material but non-linear geometry:-

Axial stress, σ_a , + bending stress, σ_b , = $\frac{P_d}{\gamma_{M0}}$ at N_{brd}

$$\therefore \sigma_a + \sigma_b = \frac{P_d}{\gamma_{M0}}$$

$$\therefore \sigma_b = \frac{P_d}{\gamma_{M0}} - \sigma_a = \frac{P_d}{\gamma_{M0}} - \frac{N_{brd}}{A} = \frac{460}{1.05} - \frac{2295 \times 10^6}{7.0 \times 10^6}$$

$$= 438.1 - 327.9 = 110.2 \text{ MPa}$$

$$\therefore \text{The internal moment } M_i = \sigma_b W_d = 110.2 \times 30 \times 10^9 = 3306 \text{ MN-m}$$

$$\therefore \text{The imperfection, } e_N, \text{ at } N_{brd} = \frac{M_i}{N_{brd}} = \frac{3306}{2295} = 1.441 \text{ metres}$$

$$e_N = e_0 \frac{1}{(1 - N/N_{cr})}$$

$$\therefore e_0 = e_N \frac{1}{(1 - N/N_{cr})} = 1.441 \left(1 - \frac{2295}{6580}\right) = 0.938 \text{ metres}$$

Check by calculating stress @ N_{brd}

$$\sigma_a + \sigma_b = \frac{N_{brd}}{A} + \frac{N_{brd} e_0}{W_d} \left(\frac{1}{1 - N/N_{cr}}\right)$$

$$= \frac{2295 \times 10^6}{7.0 \times 10^6} + \frac{2295 \times 10^6 \times 0.938 \times 10^3}{30 \times 10^9} \left(\frac{1}{1 - \frac{2295}{6580}}\right)$$

$$= 327.9 + 110.2 = 438.1 \text{ MPa}$$

$$\frac{P_d}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1.05} = 438.1 \text{ MPa} \text{ which is the limiting stress.}$$

\therefore Using the initial imperfection, e_0 , = 0.938 together with $\gamma_{M1} = \gamma_{M0} = 1.05$ gives the identical value of N_{brd} as EN 1993-1-1 # 6.3.1

(This compares with $e_0 = 0.768$ when using $\gamma_{M1} = 1.1$)

INCREASED IMPERFECTION TO COMPENSATE FOR GAMMA M0

Demonstration of formula in General Design Principles

document CG1000-P-RG-D-P-SV-TA-00-00-00-01 Rev C
page 29

$$e_0 = \left(1 - \frac{N_{brd}}{N_{vpRd}}\right) \left(1 - \frac{N_{brd}}{N_{ev}}\right) \left(\frac{M_{vp}}{N_{brd}}\right)$$

With $\gamma_M = \gamma_{M0} = 1.05$

$$N_{vpRd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} A = \frac{460}{1.05} \times 7.0 \times 10^6 = 3067 \text{ MN}$$

$$M_{vp} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} W_e = \frac{460}{1.05} \times 30.0 \times 10^9 = 13140 \text{ MN-m}$$

$$\therefore e_0 = \left(1 - \frac{2295}{3067}\right) \left(1 - \frac{2295}{6580}\right) \left(\frac{13140}{2295}\right)$$

$$= (0.2817)(0.6512)(5.725) = 0.938 \text{ metres}$$

This is the same as calculated on page 3214