

# Le cupole di stoccaggio carbone dell'impianto termoelettrico Enel di Torrevaldaliga nord

## *The coal storage domes at the ENEL Torrevaldaliga North thermoelectric power plant*

Sergio Castronuovo

L'articolo descrive aspetti progettuali ed esecutivi relativi alla realizzazione di due cupole geodetiche del diametro di 144 m e alte 50 m, installate a servizio della centrale termoelettrica ENEL di Torrevaldaliga Nord a Civitavecchia. La struttura spaziale è composta da aste tubolari in alluminio e nodi sferici in acciaio inox.

Durante lo sviluppo del progetto esecutivo sono state necessarie specifiche analisi (sperimentali e teoriche) per qualificare il comportamento strutturale di ciascun componente, oltre che per valutare gli effetti dinamici dovuti alle azioni del vento e del sisma.

*The paper describes some of the planning and construction aspects of the geodetic domes, 144 metres in diameter and 50 metres high, installed at the ENEL Torrevaldaliga North thermoelectric power plant in Civitavecchia. The spatial structures consists of aluminium tubular shafts and stainless steel spherical nodes. During the executive design stages, specific experimental and theoretical analyses had to be carried out to qualify the structural behavior of each component and assess the dynamic effects due to wind and seismic action.*



Fig. 1.1 - Sistema trasporto e stoccaggio carbone

## INTRODUZIONE

Per un'opera di primaria importanza strutturale come i qui descritti Dome è stato deciso l'utilizzo delle leghe di alluminio e di acciaio inox. Tale scelta ha richiesto studi approfonditi per la ricerca della lega più appropriata, la compatibilità tra i due materiali, la durabilità di progetto, gli opportuni controlli di qualità e programmazione delle prove di qualifica. Le leghe di alluminio hanno dimostrato essere eccellenti materiali strutturali in quanto sono caratterizzate da un rapporto resistenza/peso superiore al doppio del valore corrispondente per l'acciaio. Inoltre la proprietà intrinseca di resistenza alla corrosione delle leghe di alluminio ha consentito di evitare rivestimenti protettivi. Queste caratteristiche hanno permesso di ottenere vantaggi economici non trascurabili sia per la struttura in elevazione sia per la fondazione oltre che per i costi di manutenzione durante l'esercizio. Per questa specifica applicazione le leghe di alluminio si sono pertanto confermate competitive rispetto all'acciaio.

## 1. ESIGENZE IMPIANTISTICHE E SCELTE PROGETTUALI

La trasformazione a carbone della centrale termoelettrica ENEL di Torrevaldaliga Nord ha comportato la necessità di modificare completamente il sistema di movimentazione e stoccaggio del combustibile che da liquido (olio) è passato a solido. Nella valutazione d'impatto ambientale sono state definite delle criticità e degli obblighi che hanno comportato il totale confinamento del sistema di movimentazione del carbone a partire dai pontili di scarico sino alle caldaie, con lo scopo di impedire la dispersione del polverino nell'ambiente (figura 1.1).

In tale ambito le aree di stoccaggio in particolare sono state oggetto di analisi approfondite per tenere conto delle esigenze di autonomia dell'impianto, costituito da 3 gruppi da 660 MW, che ha comportato la definizione di una capacità di accumulo di circa 300.000 t di carbone.

La scelta di eseguire la copertura per le



Fig 1.2 - Layout impianto

aree di stoccaggio con due cupole geodetiche si è finalizzata a seguito delle seguenti esigenze (figura 1.2):

- dimensioni ed ingombri planimetrici per una capacità di 300.000 t
- caratteristiche dei macchinari per la movimentazione e stoccaggio
- impatto visivo ambientale
- resistenza strutturale

Le necessità impiantistiche dei primi due punti hanno condizionato i successivi due, in quanto, a fronte delle dimensioni in gioco, le due cupole geodetiche sono state la scelta più appropriata sia in termini d'impatto visivo sia per quanto riguarda i non

trascurabili aspetti strutturali da affrontare: luce netta 144 m, altezza massima 50 m da p.c.. Difatti in termini progettuali le strutture spaziali geodetiche, ed in particolare le cupole, consentono di coprire luci di notevoli dimensioni, garantendo al contempo una resistenza intrinseca dovuta alla forma e consentendo adeguati gradi di sicurezza anche in caso di danneggiamento parziale.

## 2. LA SCELTA DELL'ALLUMINIO PER GLI IMPIEGHI STRUTTURALI

### 2.1 Proprietà e campi di applicazione

Il successo dell'impiego delle leghe di alluminio come materiale strutturale del set-



Fig 2.1 - Interno Dome

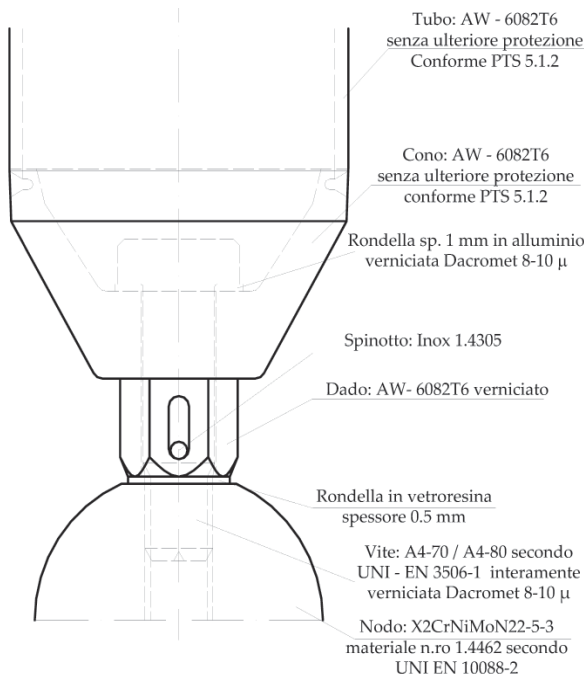


Fig. 3.1 - Schema asta Mero



Fig. 3.2 - Nodo Mero

tore delle costruzioni civili ed industriali è un fenomeno che si sta sempre più affermando (Mazzolani, 1994, 1998). Le concrete possibilità di competizione con l'acciaio si fondano sullo sfruttamento razionale dei particolari requisiti di questi materiali "nuovi" (Mazzolani, 2003). Le leghe di alluminio rappresentano una vasta famiglia di materiali, le cui proprietà meccaniche coprono completamente quelle dei normali acciai da carpenteria. La resistenza alla corrosione consente di evitare ogni protezione anche in ambienti particolarmente aggressivi. Il peso specifico, un terzo rispetto all'acciaio, fornisce tutti i vantaggi legati alla leggerezza. Il processo di fabbricazione mediante estrusione offre al progettista la possibilità di "disegnare" le forme delle sezioni trasver-

sali più adatte per ottimizzare le prestazioni statiche con le esigenze funzionali, senza essere bloccati dalle forme standardizzate del sagomario (Mazzolani, 2004).

Semplificando, si può affermare che le leghe di alluminio possono rappresentare una soluzione economica, e quindi competitiva, in tutte quelle applicazioni in cui è possibile sfruttare almeno una di queste proprietà: resistenza alla corrosione, leggerezza e originalità delle sezioni trasversali (Mazzolani, 2006).

Nel caso specifico di cupole reticolari ubicate in prossimità del mare e destinate a contenere enormi masse di carbone (figura 2.1), la scelta di una struttura di acciaio sarebbe risultata alquanto critica. L'ambiente fortemente aggressivo ed il vantaggio di non bloccare la produzione nel corso dell'esercizio hanno orientato fortemente verso la scelta delle leghe d'alluminio. In particolare le leghe della serie 6000 (tipo 6082 T6) utilizzate per le aste tubolari delle cupole presentano una resistenza meccanica comparabile a quella dell'acciaio S 275 e contemporaneamente una buona resistenza alla corrosione in atmosfera marina. Per le lamiere di copertura, la cui richiesta di resistenza è minore, è stata scelta una lega della serie 3000. Il profilo grecato delle lamiere ha garantito la stabilità e ridotta deformabilità del manto di copertura.

## 2.2 Lo sviluppo normativo

Grazie allo sviluppo di ricerche svolte nell'ambito della convenzione Europea della Costruzione Metallica la prima normativa europea sulle strutture in lega d'alluminio venne pubblicata nel 1978 (European Recommendations for Design of Aluminium Alloy Structures). Su questa base fu sviluppata la prima normativa italiana (UNI 8634). Agli inizi degli anni '90 anche questa tipologia strutturale fu introdotta nel quadro normativo degli Eurocodici. L'Eurocodice 9 "Design of Aluminium Structures" è passato alla fase EN nel 2007 ed è composto di 5 parti (Mazzolani, 2005):

- parte 1.1: Regole generali

- parte 1.2: Resistenza all'incendio
- parte 1.3: Strutture soggette a fatica
- parte 1.4: Lamiere grecate
- parte 1.5: Gusci

Il progetto delle strutture in lega d'alluminio delle cupole reticolari in oggetto è stato condotto applicando questo Eurocodice. Si può senz'altro affermare che si tratta della prima importante struttura in alluminio progettata con l'Eurocodice 9, non solo in Italia.

## 3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

Le strutture dei Dome sono state realizzate con il sistema Mero, messo a punto e brevettato a partire dagli anni 30 del secolo scorso in Germania dall'ing. Max Mengeringhausen, attualmente sviluppato e prodotto presso gli stabilimenti della ditta Mero - TSK di Prichsenstadt in Germania. Nel tempo il sistema ha subito successive evoluzioni tecniche rimanendo comunque sempre fedele alla sua versione tipologica originaria che prevede la formazione di una struttura reticolare, nelle tre dimensioni dello spazio, tramite elementi portanti costituiti da aste tubolari metalliche con alle estremità terminali tronco-conici per l'alloggiamento della vite di fissaggio al nodo sferico. Le aste e i nodi sono di diametro variabile, seguendo l'andamento delle sollecitazioni interne della struttura, allo scopo di ottimizzare pesi e costi.

I materiali con cui vengono usualmente realizzate le strutture Mero sono:

- Acciaio al carbonio S 235 - S 275 - S 355
- Acciaio inossidabile Aisi 304 - Aisi 316
- Leghe d'alluminio tipo 6082-T6
- Legno (con coni d'estremità e nodi sferici in acciaio - impiego limitato ad alcune realizzazioni).

Nello specifico del progetto, la scelta è stata quella di una struttura mista in aste in alluminio, nodi e viti di collegamento in acciaio inossidabile.

Nella figura 3.1 sono riportati tutti i componenti del sistema Mero Alluminio-Inox nel seguito descritti.

Le aste sono costituite da tubi in alluminio

lega 6082-T6 con alle estremità saldato un terminale tronco-conico, del medesimo materiale, che costituisce la sede della vite. Quest'ultima è in acciaio inossidabile di classe A4-80. Il dado, non filettato, sempre in alluminio 6082-T6, presenta un'asola per l'alloggiamento della spina di fissaggio che solidarizza durante la fase di montaggio dado e vite. Le aste convergono (figura.3.2) in nodi in acciaio inox 1.4462, ottenuti per fusione; le sedi filettate delle viti sono realizzate tramite mandrinatura.

Si evidenzia un particolare fenomeno connesso alla saldatura dell'alluminio (come in questo caso tra asta e terminale conico): il riscaldamento del materiale dovuto alla saldatura comporta infatti una significativa perdita di resistenza, dell'ordine del 40%; tale riduzione non avviene in corrispondenza della saldatura ma in una zona prossima ad essa, definita HAZ (Heat Altered Zone – zona termicamente alterata). Un effetto di questo fenomeno è evidente nella figura 5.1 che verrà descritta al corrispondente paragrafo.

Per il problema della corrosione di natura galvanica che può insorgere tra materiali diversi come l'alluminio e l'acciaio, il contatto tra i due è stato evitato interponendo una rondella in vetroresina sul nodo e verniciando sia il dado che la vite con Dacromet classe B; lo stesso è stato fatto per la rondella in alluminio posta sotto la testa della vite stessa. La figura 3.3 mostra le varie tipologie di aste impiegate nel progetto nel loro assieme di tubo – cono – bullone.

La struttura principale di ogni Dome risulta infine composta da circa 26500 aste e circa 8500 nodi (figura 3.4 – 3.5)

#### 4. IMPOSTAZIONE DEL PROGETTO

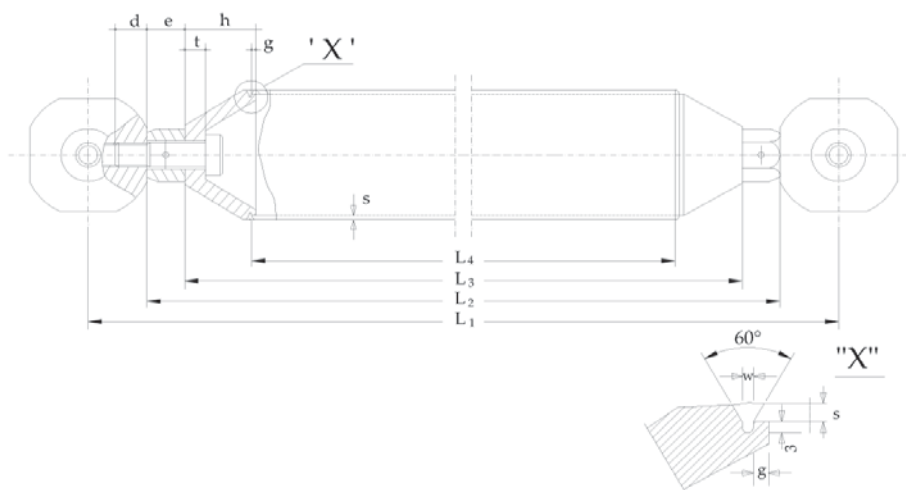
##### ESECUTIVO

##### 4.1 Dati generali

Le esigenze impiantistiche, ambientali e strutturali hanno comportato durante lo sviluppo del progetto preliminare la definizione della geometria finale del parco per lo stoccaggio carbone come rappresentata in figura 4.1.

Per minimizzare i costi d'impianto e garan-

### CARATTERISTICHE DELLE ASTE MERO BULLONI IN ACCIAIO INOSSIDABILE A4-80



ASTA		CONO						VITE			DADO		SPINA				
TIPO	DIM. TUBO Ø	TIPO	t	h	a	s	g	w	RIF. DIS N°	TIPO	Thread Deep	RIF. DIS N°	TIPO	e	RIF. DIS N°	TIPO	
																	Dis.30-0230 BI 201/5
E F2	70.0x3.0	K70 22/15	15	40	3	3	3		901-01	M20 A4-80	24	971/00	SM 30/22	30	931/00	Ø 5x29	
E G2	80.0x3.0	K80 22/15	15	50	3	3	3		902-01	M20 A4-80	24	971/00	SM 30/22	30	931/00	Ø 5x29	
E J2	100.0x4.0	K100 22/25	25	60	4	4	3		903-01	M20L A4-80	24	972/00	SM 36/22	30	932/00	Ø 5x35	
E J2A	100.0x4.0	K100 22/25	25	60	4	4	3		903-01	M24 A4-80	30	973/00	SM 36/26	30	941/00	Ø 5x35	
E K2	110.0x5.0	K110 22/25	25	60	5	4	3		904-01	M20L A4-80	24	972/00	SM 36/22	30	932/00	Ø 5x35	
E K2A	110.0x5.0	K110 22/25	25	60	5	4	3		904-01	M20L A4-80	24	972/00	SM 41/22	30	933/00	Ø 5x40	
E K2B	110.0x5.0	K110 22/25	25	60	5	4	3		904-01	M24 A4-80	30	973/00	SM 36/26	30	941/00	Ø 5x35	
E M2	130.0x6.0	K130 22/30	30	80	6	4	3		905-01	M24L A4-80	30	974/00	SM 50/26	45	944/00	Ø 5x49	
E M2A	130.0x6.0	K130 22/30	30	80	6	4	3		905-01	M30 A4-80	36	975/00	SM 46/32	45	962/00	Ø 5x45	
E O6	160.0x10.0	K160 26/40	40	90	10	4	4		908-01	M30L A4-80	36	976/00	SM 70/32	45	966/00	Ø 5x69	
E O6A	160.0x10.0	K160 26/40	40	90	10	4	4		908-01	M36 A4-80	43	977/00	SM 70/38	45	972/00	Ø 5x69	
E P6	180.0x15.0	K180 32/50	50	100	15	4	4		909-01	M36L A4-80	43	978/00	SM 85/38	45	945/00	Ø 5x84	
E P6B	180.0x15.0	K180 32/50	50	100	15	4	4		909-01	M42 A4-80	50	979/00	SM 85/44	45	946/00	Ø 6x84	

Fig. 3.3 - Tipi aste Mero

tire le capacità di accumulo richieste su un'area di circa 4 ha, sono stati previsti due Dome gemelli con le seguenti caratteristiche geometriche (figura 4.2):

- Diametro (luce): 144 m
- Altezza massima:  $\cong$  50 m
- Superficie coperta: 15.000 m<sup>2</sup>
- Superficie in copertura: 21.000 m<sup>2</sup>
- Volume coperto: 450.000 m<sup>3</sup>
- Capacità di stoccaggio: 150.000 t

Ciascuna cupola (Dome) è sostenuta alla base da 48 colonne in c.a. alte circa 6,0 m con un passo di 9,85 m, fondate su una trave circolare continua (figura 4.3).

Il tamburo alla base, costituito dalle 48 colonne in c.a. alte 6,0 m, è stato concepito per assolvere alla doppia funzione di inserire le griglie per la ventilazione naturale e permettere l'accesso dei veicoli per la manutenzione del macchinario, garantendo allo stesso tempo la continuità della struttura spaziale geodetica alla base.

La scelta del tipo di vincolo e lo schema della fondazione alla base della cupola sono stati definiti in fase di progetto preliminare, optando per vincoli a cerniera fissa in quanto l'alternativa di vincoli radiali scorrevoli avrebbe comportato un struttura metallica



Fig. 3.4 - Struttura da interno



Fig. 3.5 - Struttura da esterno

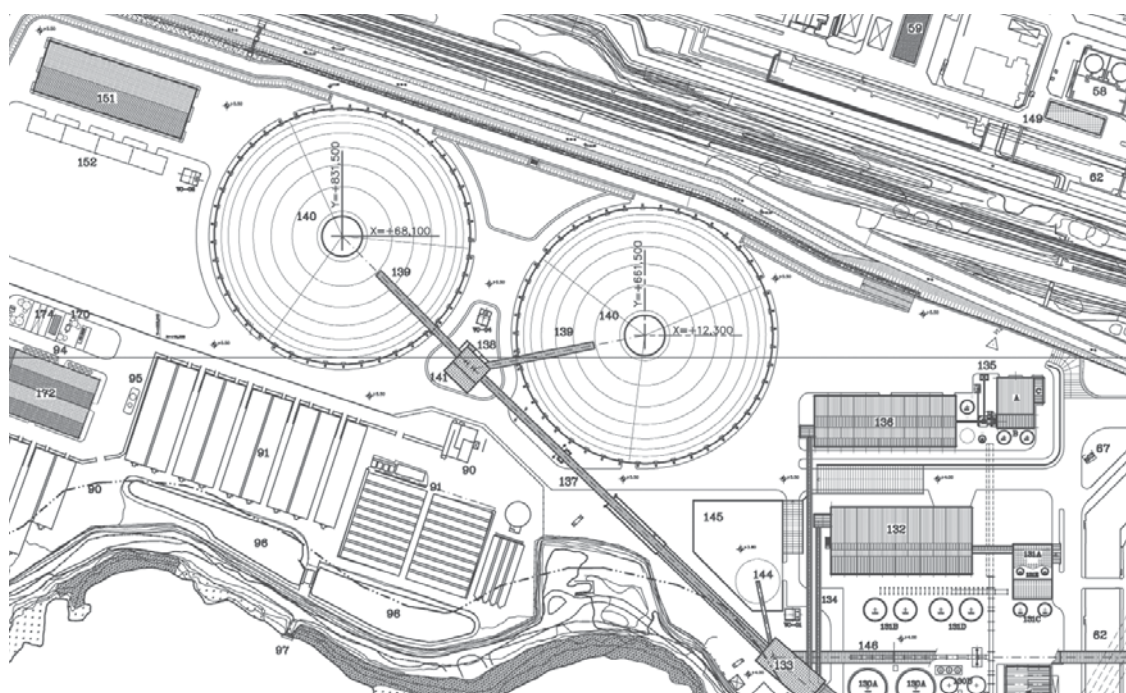


Fig. 4.1 - Planimetria area Dome

cerchiante alla base dei Dome troppo onerosa. Si è preferito quindi trasferire le azioni radiali orizzontali alla fondazione circolare in c.a.. Al contempo si è verificato che la scelta dei vincoli fissi non comportasse problemi in termini di dilatazione termica. Difatti la forma a cupola tende di per sé a mitigare queste azioni, sfogando le deformazioni termiche con variazioni volumetriche della calotta sferica sottesa.

La scelta dei materiali è stata orientata principalmente a minimizzare i costi di manutenzione e monitoraggio per strutture di così estese dimensioni in relazione ad una vita utile di progetto fissata a 50 anni. Si è quindi puntato su una loro affidabilità intrinseca in termini di resistenza alla corrosione che è prerogativa delle leghe di alluminio, usate per le aste e tutte le strutture secondarie, e dell'acciaio inox per i nodi e bulloni di collegamento, come più in dettaglio è descritto nei paragrafi successivi.

#### 4.2 Prove preliminari

Per i problemi connessi all'attacco chimico ed elettrochimico, la scelta dei materiali è stata supportata da una serie di prove in nebbia salina del tipo NSS a 1000 ore (secondo UNI EN 9223/9227) e dalla verifica di compatibilità elettrica nei punti di contatto tra inox ed alluminio. I test di laboratorio hanno confermato le ipotesi di progetto:

- nessuna protezione per le strutture interne alla pannellatura di copertura (ambiente marino-industriale moderatamente aggressivo)
- anodizzazione di 20  $\mu\text{m}$  per le strutture secondarie (griglie e scale) poste all'esterno (ambiente marino-industriale aggressivo)
- separazione fisica nei punti di contatto tra inox ed alluminio (verniciatura Dacromet che garantisce anche la conducibilità elettrica)

Per quanto riguarda i carichi di progetto, si è focalizzata l'attenzione principalmente sulle azioni dovute al vento, che sono determinanti per questo tipo di opere. I parametri di riferimento sono riassunti dai seguenti punti:

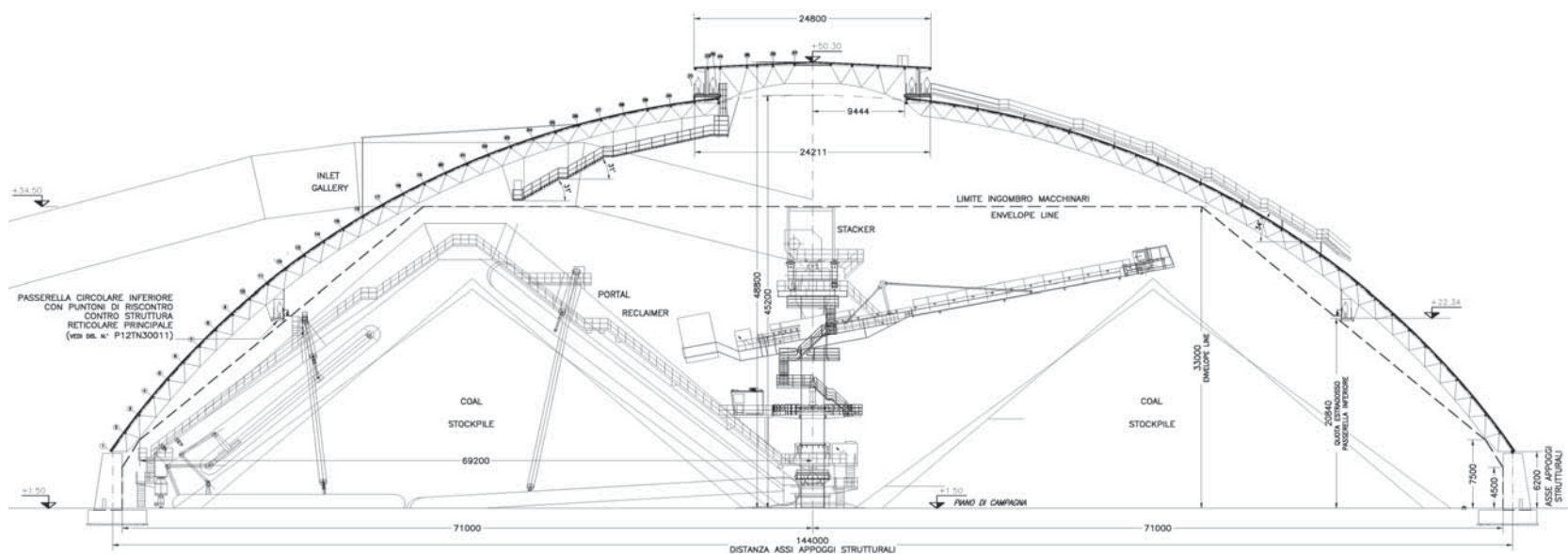


Fig. 4.2 - Sezione principale

- condizioni ambientali off-shore conservative (Zona 3, Classe di rugosità D, Categoria di esposizione I, Periodo di ritorno 1000 anni)
- velocità di riferimento differenziata (27 m/s in fase esecutiva, 31.5 m/s in esercizio)
- analisi anemometrica del sito di verifica
- prove in galleria del vento per il confronto con i carichi di normativa

I primi due punti da normativa fanno riferimento conservativamente a strutture off-shore.

Il terzo punto ha evidenziato:

- velocità di picco di progetto  $V_p = 60,4$  m/s, costante su tutta la superficie investita
- velocità di picco massima registrata in sito (periodo 1971-2005)  $V_p = 46$  m/s

Le prove in galleria (a cura del CRIACIV) sono state eseguite con un modello fisico (figura 4.4) rappresentativo dell'area d'influenza d'impianto (circa 300 m di raggio). La cupola è stata modellata tenendo conto anche delle aperture per la ventilazione poste alla base e sul cupolino di sommità. La strumentazione installata consiste in 112 celle di pressione sulla superficie esterna e 16 poste all'interno.

I risultati hanno evidenziato un significativo contributo della forza di trascinamento in direzione trasversale alla direzione del vento determinato dall'interferenza fra le due cupole dovuta alla loro vicinanza per effetto "Venturi" (figura 4.5).

In Tabella 1 è riportato il confronto tra i va-



Fig. 4.3 - Completamento pilastri



Fig. 4.4 - Modello in galleria del vento

lori sperimentali con le forze globali fornite dall'Eurocodice EC1 (EN-1991):

**Tabella 1**

U.M. kN	EC1	W.T. Test
<b>Lift</b>	18.000	0÷5.300
<b>Drag</b>		
<b>Totale</b>	1.700	0÷3.400

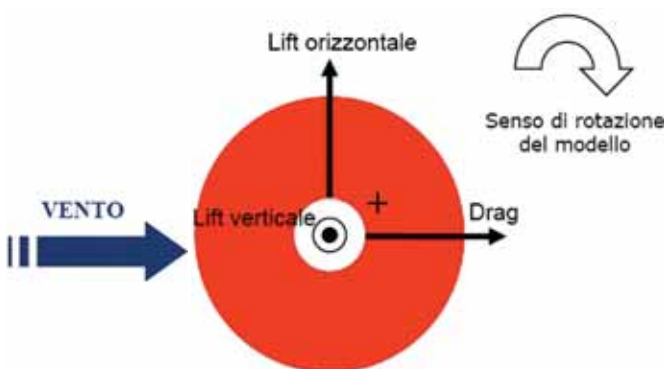


Fig. 4.5 - Schema carico vento

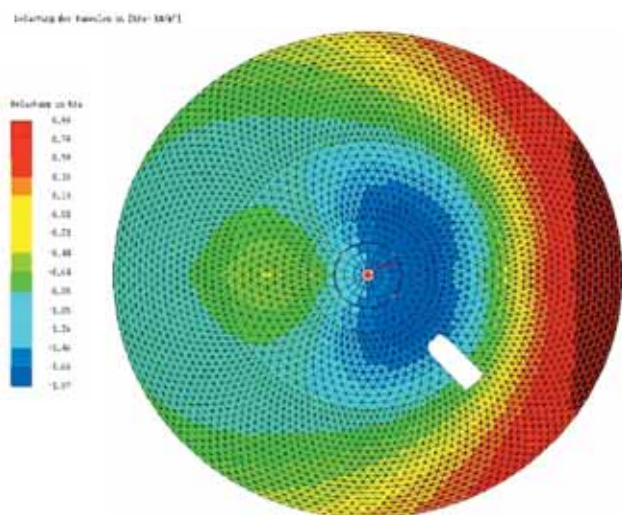


Fig. 5.1 - Schema azione vento

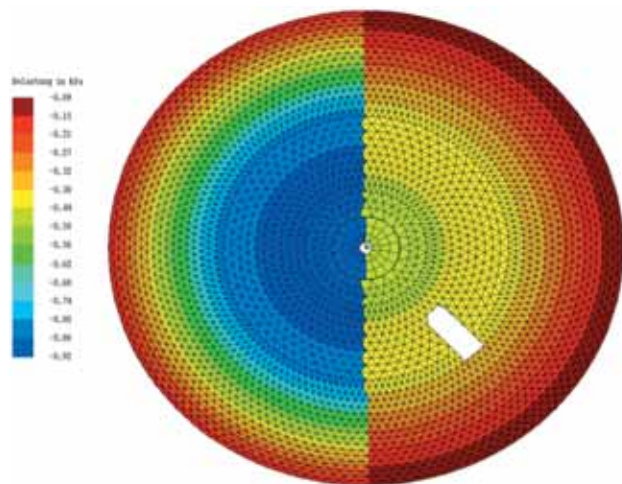


Fig. 5.2 - Schema azione neve

Si è riscontrato che la normativa sovrastima la forza di sollevamento, mentre sottostima quella di trascinamento. Il progetto esecutivo ha tenuto conto di entrambe le fonti con i rispettivi valori massimi e, nelle combinazioni di carico, accentuando le eccentricità. In merito agli effetti dinamici, le registrazioni delle prove hanno evidenziato che la componente energetica del vento presenta i valori massimi per frequenze dell'ordine di 0,1 Hz e si riduce di un fattore pari a 100 già a valori di frequenza di 1 Hz che, rispetto ai 2 Hz della prima frequenza della cupola, esclude l'innescio di fenomeni di risonanza. Inoltre, data la geometria delle cupole, è stata anche esclusa la possibilità di innescio del distacco alternato dei vortici cosiddetti di von Karman.

Il carico da vento si è quindi potuto schematizzare come "statico".

Infine, per quanto riguarda la qualifica del sistema costruttivo, sono state programmate una serie di prove di carico su modelli in scala reale ed in particolare:

- prove a rottura su accoppiamenti astenodo
- prove a rottura su collegamenti pannellatura-arcarecci
- prova di carico su porzione di struttura spaziale (verifica di trasmissione sforzi, deformabilità e conducibilità elettrica)
- prove di carico su porzione di pannellatura di copertura (verifiche di collaudo e deformabilità)

I risultati ottenuti hanno confermato i gradi di sicurezza previsti dalla normativa, come più dettagliatamente illustrato nei paragrafi successivi.

## 5. ANALISI STRUTTURALE

### 5.1 Modelli di calcolo e verifiche

Le azioni che sollecitano la cupola fanno riferimento alle NTC 2005 vigenti al momento della progettazione e possono essere distinte in quattro categorie:

- statiche
- coattive
- dinamiche
- transitorie

*Azioni statiche:* sono quelle dovute ai carichi permanenti, alla neve, al vento, oltre ad un sovraccarico accidentale pari a 1,00 kN/m<sup>2</sup>, agente sulla proiezione in pianta della struttura, da considerarsi non contemporaneo all'azione della neve.

Un cenno particolare merita l'azione prodotta dal vento: s'è già detto nel capitolo precedente che è da considerarsi di natura statica e che, cautelativamente, è stata valutata considerando un periodo di ritorno di 1000 anni e per strutture off-shore. A seconda della giacitura dell'elemento superficiale nei confronti della direzione d'incidenza, il vento sollecita la cupola in modo diverso nelle varie zone. Il calcolo statico è stato effettuato considerando 8 diverse direzioni d'incidenza con appositi algoritmi che producono, per ciascuna, una mappatura della pressione come dalla figura 5.1. Nelle combinazioni di carico sono stati poi considerati carichi parziali della neve agenti contemporaneamente al vento secondo schemi volti a massimizzare l'asimmetria delle azioni, notoriamente critica per strutture di questo tipo (fig. 5.2).

*Azioni coattive:* oltre alle azioni di natura termica, che però sono significative solo sui primi due anelli inferiori che risentono dell'effetto di cerchiatura dei pilastri, sono state considerate le azioni dovute all'abbassamento differenziale della fondazione per effetto del carico di carbone nelle due cupole. La condizione più gravosa è quella che produce cedimento differenziale massimo: da indagini ed analisi geotecniche, questo è risultato nascere dalla condizione delle due cupole entrambe caricate con metà carico ognuno vicino all'altro. Lo schema d'abbassamenti di figura 5.3 è stato simulato in 8 differenti condizioni di carico ai vincoli con una scansione angolare in pianta di 45°: ognuna di queste è stata poi combinata con tutte le altre condizioni elementari di carico.

*Azioni dinamiche:* sono state analizzate secondo DPCM 3431 del 03/05/2005: il sito è considerato in zona sismica 4 con a/g =

0,05. trattandosi di una zona a bassa sismicità e considerato che le forze di massa sono modeste (basti pensare che il peso proprio della struttura è di circa 0,15 kN/m<sup>2</sup>) le azioni sismiche sono risultate non significative per il dimensionamento: l'analisi sismica è stata comunque prodotta per ragioni di completezza del calcolo.

L'analisi dinamica della struttura è stata effettuata impiegando il metodo dei vettori di Ritz che porta rapidamente a percentuali molto elevate di massa modale eccitata. Si riportano in Tabella 2 a titolo d'esempio i modi di vibrare che conducono al 92% della massa modale eccitata per una direzione orizzontale del sisma.

*Azioni transitorie:* si tratta delle sollecitazioni che sorgono durante la fase di montaggio, quando la struttura non è ancora completa e i vincoli sui pilastri sono parziali. Partendo dal modello strutturale definitivo, quello cioè in cui tutte le sezioni delle aste sono quelle che dovranno poi essere realizzate, si sono simulate le fasi di montaggio analizzando vari concetti strutturali, via via più completi, allo scopo d'individuare la necessità o meno di prevedere eventuali appoggi provvisori.

## 6. PROVE DI QUALIFICAZIONE E CONTROLLI

### 6.1 Programmazione dei controlli

Le strutture in elevazione delle cupole si

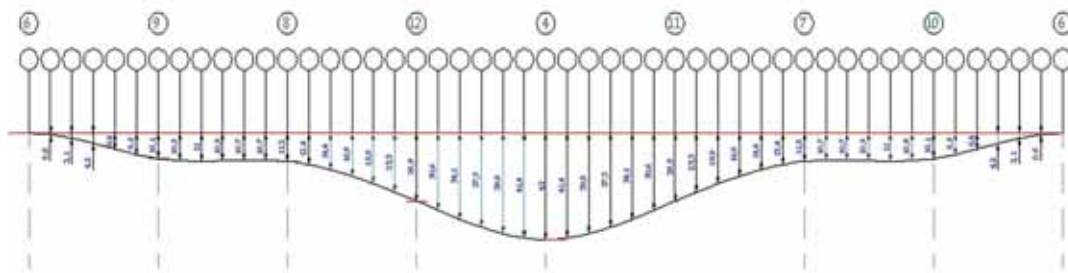


Fig. 5.3 - Schema cedimenti differenziali

distinguono in:

- Struttura principale
- Strutture secondarie: rivestimento in arca-recci e lamiera, scale, passerelle, tamponamenti, torrino

Tale distinzione è dovuta ai diversi percorsi di prefabbricazione dei rispettivi componenti, essendo stati prodotti in stabilimenti diversi.

In generale, le strutture sono state realizzate con componenti prodotti da industrie qualificate in regime di Garanzia di Qualità; il materiale è certificato all'origine attraverso controlli sistematici in produzione. La certificazione accompagna il materiale nel suo percorso di trasformazione fino alla consegna in cantiere per la posa in opera.

Ad eccezione della lamiera di copertura, tutte le strutture sono state prefabbricate in stabilimento ed i componenti strutturali sono pervenuti in cantiere allo stato finito di lavorazione d'officina, pronti per il montaggio. La lamiera di copertura è invece

pervenuta in fogli, tagliati all'occorrenza in cantiere per la sagomatura delle fasce terminali.

Le diverse attività di prefabbricazione in officina sono state effettuate sotto il rispettivo controllo di un Tecnico Responsabile della Fabbricazione, nominato dal Costruttore. Il T.R.F. ha assunto a tal fine le attribuzioni di Direttore dei Lavori, come definite dalle Norme Tecniche 2005 (per le strutture in acciaio ma qui esteso alla struttura in alluminio). Con l'accordo del Direttore dei Lavori, il T.R.F. ha in particolare curato gli aspetti relativi alla documentazione certificativa di accompagnamento delle forniture, nonché il collegamento (rintracciabilità) della certificazione stessa con il materiale posto in opera.

### 6.2 Struttura principale

#### Descrizione

La struttura principale, già sommariamente descritta in §3, è costituita dal reticolo spaziale di aste MERO – sistema KK, costituite con aste in alluminio con collegamento a nodi sferici in acciaio inox tramite bulloni inox. (figure 3.1, 3.2, 3.3).

I componenti strutturali più numerosi sono le aste, suddivise in 13 tipi diversi; esse sono composte da:

1. tubo in alluminio estruso tipo AW-6082-T6, provenienti dalla ditta Bodega;
2. coni in alluminio pressofuso AW-6082-T6, provenienti dalla ditta Quiter GMBH;
3. dadi in alluminio estruso e lavorato agli utensili tipo AW-6082-T6, provenienti dalla ditta Blum;
4. bulloni in acciaio inox A4-80, forati per passaggio spina di collegamento al dado, provenienti dalla ditta Tigges.

Tabella 2

Modo	Periodo [sec]	Coeff. di Part.	Li / L1	Massa Modale	Mmi/Mmtot	Σ Mmi/Mmtot
1	0.54	1.56274e+002	100	2.4e+004	25	25
24	0.19	-1.11514e+002	71	1.2e+004	13	38
15	0.34	1.00150e+002	64	1.0e+004	10	49
6	0.41	8.15076e+001	52	6.6e+003	7	56
27	0.14	7.94203e+001	51	6.3e+003	7	62
2	0.53	-7.86909e+001	50	6.2e+003	6	69
29	0.09	7.04052e+001	45	5.0e+003	5	74
7	0.41	6.89513e+001	44	4.8e+003	5	79
20	0.26	5.96443e+001	38	3.6e+003	4	83
31	0.06	-5.70985e+001	37	3.3e+003	3	86
32	0.04	-5.43034e+001	35	2.9e+003	3	89
33	0.02	-4.73556e+001	30	2.2e+003	2	92





Fig. 6.1 - Prova di trazione giunto

Altri componenti strutturali sono:

5. sfere di giunzione tra le aste, in acciaio inox 1.4462, realizzati per fusione dalla ditta Hammer-Fridingen e successiva mandrinatura presso MERO, a realizzare le sedi dei bulloni terminali delle aste;

6. dispositivo di appoggio ai pilastri realizzato con piastre saldate in acciaio inox della ditta Outo Kumpu, tipo 1.4301 con sovrastante semisfera in inox 1.4462;

7. tirafondi di inghisaggio nei pilastri in calcestruzzo, realizzati in acciaio inox tipo A2, da barra proveniente dalla fabbrica Roldan e filettati da Inox Viti.

I controlli in prefabbricazione sono stati inquadrati in accordo con il Collaudatore, la Progettazione MERO e la Progettazione ENEL.

Sono stati effettuati 4 tipi di controlli, descritti nel seguito:

- qualifica dei giunti a campione
- verifica di una struttura campione del Dome,
- controlli in prefabbricazione nell'ambito del Sistema Qualità
- prove su campioni

#### Qualifica giunti

Le prove hanno riguardato i giunti tipici di collegamento tra aste e sfere; essi sono stati sottoposti a prove a rottura, a trazione e compressione. Le prove sono state eseguite presso MERO Germania, con proprio macchinario. La figura 6.1 mostra una prova di trazione con una perfetta rottura nella zona alterata (HAZ).

#### Prova su struttura campione

Presso lo stabilimento MERO Germania è



Fig. 6.2 - Modello per prova di carico

stata realizzata una porzione di intelaiatura della cupola, di dimensioni circa 7,5 x 9 m (figura 6.2); essa è stata sottoposta a carichi e sono stati misurati gli abbassamenti dei nodi per controllo dei risultati del calcolo teorico.

#### Sistema Qualità in prefabbricazione

Tutte le prefabbricazioni sono avvenute negli stabilimenti della casa madre MERO in Germania; il T.R.F. nominato era il Responsabile Qualità della MERO.

Nell'applicazione del Sistema Qualità il TRF ha tra l'altro verificato:

- che i materiali utilizzati fossero qualificati all'origine con prove sistematiche;
- la relativa documentazione di accompagnamento delle forniture, con i certificati di prove di stabilimento;
- la permanenza della rintracciabilità per i materiali univocamente identificabili.

Le attività del T.R.F. sono state racchiuse in Dossier certificativi.

Attraverso le tabelle di rintracciabilità contenute nei Dossier è possibile ricostruire il collegamento della certificazione dei materiali ai singoli componenti strutturali posti in opera.

#### Prove su campioni

Sul materiale fornito sono stati effettuati prelievi casuali di campioni poi sottoposti a prove di laboratorio. I campionamenti hanno riguardato 124 elementi così suddivisi:

- n. 33 spezzoni di aste tubolari in alluminio
- n. 21 coni terminali in alluminio
- n. 30 dadi terminali in alluminio
- n. 34 bulloni di collegamento in acciaio inox

- n. 6 campioni di lamiere in acciaio inox delle piastre di base

I campioni sono stati prelevati direttamente presso le officine di Mero in Germania e da lì inviati al Laboratorio Ufficiale Prove Bodycote – C.T.R. di Padova. La procedura di prelievo consiste nella marchiatura con vernice indelebile del componente prescelto; il campione viene fotografato e la foto allegata alla richiesta prove di Laboratorio, con la richiesta di riscontro con il pezzo pervenuto. La certezza del pezzo provato è quindi garantita.

In linea generale, le prove su campione consistono nella comparazione dei parametri fisici del materiale dichiarati dai Produttori attraverso le proprie prove di laboratorio, con quelli del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali a cui sono stati inviati i campioni. Ciò, oltre la mera verifica della qualità del materiale, serve principalmente a riscontrare sia l'attendibilità della certificazione di accompagnamento delle forniture, sia la conservazione del sistema di tracciabilità.

Nel caso dei componenti della struttura principale, tale processo si è potuto attuare solo per i tubi in alluminio e le lamiere delle piastre di base, infatti per essi la tracciabilità della colata di origine fino al componente in opera è mantenuta attraverso il Sistema Qualità Mero; per gli altri componenti (coni, dadi, bulloni) è possibile solo il riscontro della qualità meccanica, poiché il processo di lavorazione in officina non consente il mantenimento della rintracciabilità delle colate di origine.



Fig. 6.3 - Compressioni dadi-coni



Fig. 6.4 - Prova di sbottonamento

In figura 6.3 si vedono i risultati di alcune prove di compressione su dadi e coni in alluminio; le prove erano sostanzialmente a punzonamento, ottenuto con l'interposizione di un dado in acciaio tra elemento e piatto della pressa. Le prove hanno mostrato che il cono viene punzonato senza deformazioni apprezzabili, mentre i dati si schiacciano, prima per instabilità delle pareti, poi per collasso del materiale.

### 6.3 Struttura secondaria

#### Descrizione

I componenti della struttura secondaria sono:

1. arcarecci di appoggio della lamiera di copertura, realizzati con tubi calandrati in alluminio tipo AW-6082-T6, diametro 100



Fig. 7.1 - Inizio montaggio

mm, forniti dalla ditta Hydro;  
 2. lamiera di copertura, di tipo grecata, realizzata con foglio di alluminio composito (nucleo in AW-3004 – rivestimento superficiale in AW-7072), spessore 1,27 mm; la lamiera è fissata agli arcarecci tramite viti autofilettanti in acciaio inox forniti dalla ditta UBB;  
 3. scale (interne ed esterne), sono realizzate con profili diversi in alluminio tipo AW-6061-T6 forniti dalle ditte Alnor e Profilati Italia; gli elementi di sostegno sono invece in alluminio tipo AW-6082-T6 e forniti dalla ditta Bodega;  
 4. passerelle, idem c.s.  
 5. telai di ingresso galleria carbone e ingressi personale, sono realizzati con strutture reticolari in alluminio tipo AW-6082-T6 forniti dalla ditta Bodega.

#### Sistema Qualità in prefabbricazione

La prefabbricazione di tali elementi è stata curata da Mero Italiana con proprio T.R.F. Nell'applicazione del Sistema Qualità istituito in prefabbricazione il T.R.F. ha tra l'altro verificato:

- che i materiali utilizzati fossero qualificati all'origine con prove sistematiche;
- la relativa documentazione di accompagnamento delle forniture, con i certificati di prove di stabilimento;
- la permanenza della rintracciabilità per i

materiali univocamente identificabili.

Le attività del T.R.F. sono state racchiuse in Dossier certificativi.

Attraverso le tabelle di rintracciabilità contenute nei Dossier, è possibile ricostruire il collegamento della certificazione dei materiali ai singoli componenti strutturali posti in opera.

#### Prove su campioni

Sul materiale fornito sono state effettuate - a cura della Direzione Lavori direttamente presso le officine di prefabbricazione - prelievi casuali di campioni poi sottoposti a prove meccaniche presso il Laboratorio Ufficiale Prove Bodycote – C.T.R. di Padova.

Per le prove "usuali" di trazione i campionamenti hanno riguardato 12 elementi così suddivisi:

- n. 7 spezzoni di tubi in alluminio per arcarecci
- n. 3 elementi destinati a scale e passerelle
- n. 2 campioni della lamiera di copertura

Sono state inoltre effettuate particolari prove (di "sbottonamento") per la verifica del sistema di fissaggio delle lamiere di copertura; esso consiste in viti autofilettanti con guarnizione ammorstate negli arcarecci; la foto 6.4 mostra il risultato di una di tali prove.



Fig. 7.2 - In montaggio



Fig. 7.3 - In montaggio

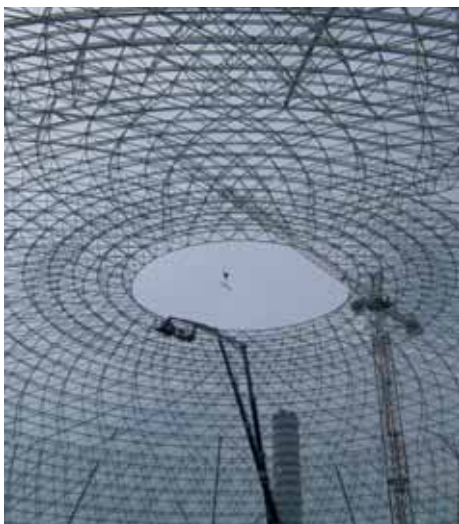


Fig. 7.4 - In montaggio



Fig. 7.5 - In montaggio

Prove meccaniche sono state infine eseguite per le carpenterie di sostegno delle griglie di ventilazione e dei portoni.

## 7. LE OPERAZIONI DI MONTAGGIO

### 7.1 Sequenze di montaggio

Il progetto ha previsto la costruzione dei Dome per successivi anelli autoportanti ad ogni livello (figure 7.1, 7.2, 7.3).

I montaggi sono stati eseguiti con l'uso di piattaforme semoventi di grande altezza per la struttura principale e con l'ausilio di gru a torre montate all'interno dei domes. La gru è rimasta in sito fino al completamento della struttura principale e di parte del rivestimento (fig. 7.4).

Completata la struttura principale sono iniziati i montaggi degli arcarecci e della struttura secondaria per il successivo fissaggio delle lamiera grecate in alluminio (fig. 7.5). Il posizionamento e il fissaggio delle lamiera è proceduto dal basso verso l'alto con personale specializzato e sistema alpinistico (fig. 7.6).

In ultimo sono state montate le scossaline, le gronde, i pluviali, gli impianti le scale interne ed esterne e la copertura delle penetrazioni delle Gallerie trasporto carbone. Particolare cura è stata prestata ai ripristini delle tenute tra lamiera contigue e nei punti singolari di ancoraggio delle scale esterne. Si pensi che, pur avendo per ogni Dome circa 100.000 viti installate e diverse migliaia di punti di possibile attac-



Fig. 7.6 - Montaggio alpinistico

co dell'acqua quali ricoprimenti, giunti e punti singoli di ancoraggio, non si sono riscontrati problemi relativi alla tenuta delle acque meteoriche. Tale risultato è stato confermato e verificato durante la stagione invernale successiva ai montaggi, risultata particolarmente piovosa.

Si sottolinea inoltre che il particolare sistema costruttivo ha consentito di ridurre al minimo gli ingombri di cantierizzazione, praticamente alle sole aree per ufficio Impresa; lo stoccaggio provvisorio e la prefabbricazione dei conci sono stati impostati all'interno dei Dome stessi. La struttura è risultata di facile preassiemaggio e movimentazione per i pesi contenuti delle aste in alluminio.

## 7.2 Dati complessivi

Si riportano infine i dati sintetici relativi alle operazioni di montaggio

Ore lavorate per i due dome al 30 aprile 2009, 93.000 totali di cui:

- 7.000 per servizi generali di cantiere
- 75.000 per montaggio strutture principali e secondarie
- 10.000 per impianti (antincendio, illuminazione ecc.)
- 1000 per topografia e varie

Avanzamenti temporali delle ore lavorate:

- ore lavorate nel 2006 5.000

- ore lavorate nel 2007 40.000
- ore lavorate nel 2008 40.000
- ore lavorate nel 2009 8.000

## 8. COLLAUDO STATICO E DINAMICO

Le prove sono state preventivamente progettate per calcolare anticipatamente i risultati attesi. Sono state effettuate prove di carico su entrambi i Dome, di tipo statico e di tipo dinamico, confrontando i risultati con i dati di progetto. Le prove sono state impostate dalla Direzione Lavori, in accordo con il Progettista ed il Collaudatore; l'esecuzione è stata affidata al Laboratorio SGM di Perugia; le prove sono state attrezzate con apparecchiature di carico e misura elettroniche e acquisizione simultanea di tutti i dati in tempo reale.

### 8.1 Prove di carico statiche

Le prove statiche sono state eseguite tramite 4 funi collegate a nodi delle geodetiche, attivate da martinetti oleodinamici a controllo indipendente, contrastati tramite zavorra (fig. 8.1).

Si sono in questo modo ottenuti carichi puntuali, diversi in modo significativo rispetto alle condizioni di carico distribuito di vento o neve che sono quelle dominanti per il comportamento strutturale.

Livello e posizioni dei carichi sono stati



Fig. 8.1 - Prova statica

scelti in modo tale da impegnare comunque alle massime tensioni di progetto le aste collocate in prossimità dei carichi e da interessare in modo rilevante zone della geodetica ampie e diverse, senza tuttavia poter raggiungere le massime sollecitazioni globali sulla struttura. In definitiva, l'obiettivo delle prove era di avere, con le limitazioni dette, il miglior possibile quadro complessivo del comportamento dell'opera.

Il programma di prove ha previsto:

- otto diverse distribuzioni di carico, con disposizioni simmetriche, emisimmetriche o locali;
- per ciascuna distribuzione, il processo sia di carico che di scarico eseguito in un numero significativo di passi, con stabilizzazione intermedia e la ripetizione completa di alcuni dei cicli di carico-scarico. Questo anche al fine di un accurato controllo degli spostamenti residui, potenzialmente significativi per una struttura con connessioni filettate su nodo sferico, con elevato numero di elementi e che vede la presenza di un lamierato grecato in alluminio come mantello di copertura, trattato non collaborante ai fini della valutazione della sicurezza ma che certamente partecipa nel comportamento effettivo.

Nelle figura 8.2 sono riportati esempi dell'andamento degli spostamenti verticali e delle tensioni misurate in una delle aste strumentate (diagrammi Tempo-Carico,

Tempo-Deformazione, Tempo-Tensione).

Il comportamento complessivo è risultato estremamente soddisfacente, con le seguenti osservazioni principali:

- Il comportamento è sempre stato caratterizzato da ripetibilità eccellente, con risultati identici nelle ripetizioni dei cicli di carico.
- I residui in spostamenti sono sempre risultati molto contenuti ed i residui in tensione di fatto nulli all'interno della accuratezza sperimentale. Il comportamento della struttura è quindi sempre apparso elastico e reversibile.
- L'entità di spostamenti e tensioni è sempre apparsa in linea con le previsioni numeriche e ad esse sempre leggermente inferiore. Lo spostamento massimo medio sperimentale è, a titolo esemplificativo, risultato di circa 7,5 mm contro i circa 9 mm della previsione numerica.

## 8.2 Prove dinamiche

Le prove dinamiche sono state di tipo impulsivo, con misura accelerometrica della risposta in oscillazioni libere della struttura. L'impulso è stato ottenuto per spostamento impresso e rilascio tramite elemento fusibile, attuato tramite lo stesso sistema di funi/martinetti oleodinamici utilizzato per le prove statiche. L'elemento fusibile, collegato in serie al sistema fune/martinetto, consisteva in una barra in acciaio dolce tornita con carico di rottura calibrato e predeterminato con prove di trazione (figure 8.3 e 8.4).

Anche in questo caso sono state previste diverse (quattro) posizioni dello spostamento impresso e ripetizione delle prove (tre per ciascuna posizione). L'elaborazione dati successiva ha compreso:

- Identificazione delle frequenze sperimentali tramite FFT
  - Identificazione delle forme modali sperimentali
  - Valutazione dello smorzamento sia tramite calcolo del decremento logaritmico che con il metodo dei sottospazi
- Nei limiti del numero di punti di misura disponibili le forme modali sono risultate

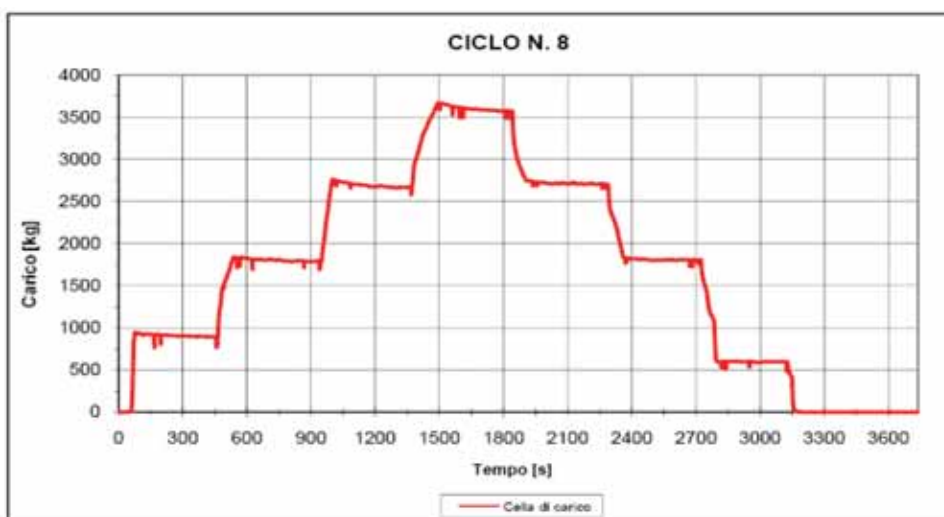


Diagramma Tempo-Carico

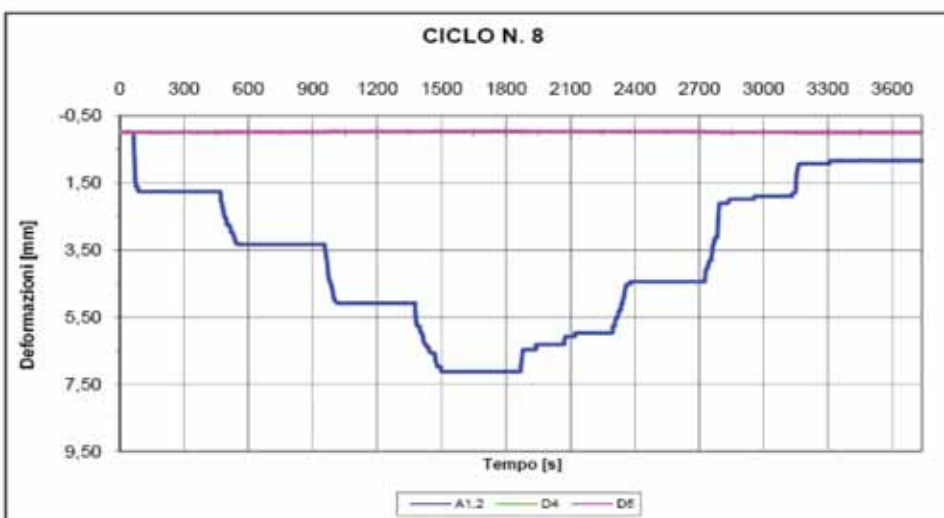


Diagramma Tempo-Deformazione

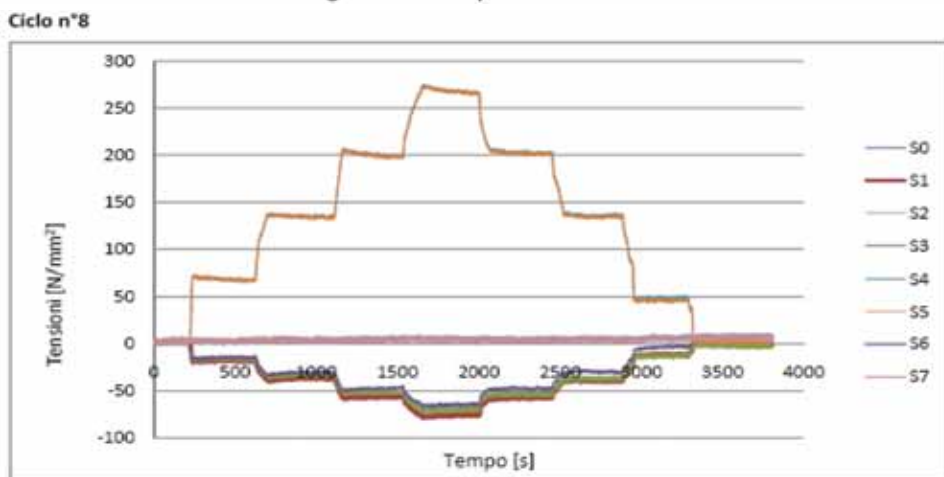


Diagramma Tempo-Tensione

Fig. 8.2 - Diagrammi prova statica

congruenti con le corrispondenti valutazioni numeriche e caratterizzate da frequenze marcatamente più alte (cfr. § 8.3). Si segnalano infine valori di smorzamento, variabili con i modi e collocati fra lo 0,01 e lo 0,03 del critico.

## 8.3 Confronto fra risultati numerici e sperimentali

I principali risultati delle prove sono riportati nella Tabella 3.

In generale, i risultati delle prove hanno inoltre mostrato una certa maggior rigidità

**Tabella 3**

	PREVISTO A PROGETTO MISURATO	
abbassamento nodo caricato (mm)	9.6	8 (MAX)
trazione di un asta campione (kN)	20.3	17.2
compressione di un asta campione (kN)	-12.8	-4.9
frequenza 1° modo di vibrare Dome A (Hz)	2.17	2.69
frequenza 1° modo di vibrare Dome B (Hz)		2.02

della struttura realizzata rispetto alle ipotesi di calcolo; la differenza appare da attribuirsi in parte alla maggior collaborazione degli elementi secondari di copertura rispetto a quanto potesse avvenire per le prove statiche, a causa della minore ampiezza degli spostamenti massimi raggiunti, ma soprattutto da associare ad una stima conservativa delle masse strutturali, condotta all'interno delle valutazioni a fini progettuali.

## 9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I "Dome stoccaggio carbone" sono tra le maggiori – forse le più grandi – strutture in alluminio nel mondo. Una realizzazione impegnativa e all'avanguardia, ma non l'unica nell'ambito del cantiere dove sono state realizzate. La trasformazione da alimentazione ad olio combustibile a carbone dell'Impianto Termoelettrico di Torrevaldaliga Nord ha messo in campo le tecnologie più all'avanguardia nel settore; si citano le caldaie del tipo "ipersupercritico", i gruppi di generazione ad alta efficienza (risultato netto globale 43%) e soprattutto il sistema di desolforazione, denitrificazione e abbattimento delle polveri che consentono il contenimento delle sostanze inquinanti (anidride solforosa, ossidi di azoto, polveri) a livelli notevolmente inferiori a quelli imposti dalle direttive nazionali ed europee. I Dome concorrono all'aspetto della salvaguardia ambientale, consentendo l'abbattimento a valori pressoché nulli delle pol-



**Fig. 8.3 - Tiro fusibile**

veri dovute ai depositi di carbone. L'insieme di queste tecnologie rende l'impianto di Torrevaldaliga Nord all'avanguardia nel campo energetico mondiale, sia per la termodinamica del processo di produzione, sia in termini di compatibilità ambientale.

### **Dr. ing. Sergio Castronuovo,**

*Direzione Tecnica Enel, Roma  
sergio.castronuovo@enel.com*

*Collaborazione alla stesura dell'articolo:  
ENEL – Ingegneria e Innovazione, Roma*

**Ing. Giovanni Belloni, direttore del progetto**  
*giovanni.belloni@enel.com*

**Ing. Marco Ulisse, progettazione**  
*marco.ulisse@enel.com*

**Ing. Ubaldo Savina, responsabile area di cantiere,**  
*ubaldoloreto.savina@enel.com*

**ing. Sergio Castronuovo, direttore dei lavori,**  
*sergio.castronuovo@enel.com*

**Prof. Federico M. Mazzolani,**  
*consulenza specialistica Università di Napoli  
fmm@unina.it*

*MERO Italiana, Verona*

**Ing. Gilbert Pirozzi, progettista**  
*gilberto.pirozzi@meroitaliana.it*

*Collaudo:*

**Prof. Fabio Brancaloni, Università di Roma Tre,**  
*branca@uniroma3.it*



**Fig. 8.4 - Rottura fusibile**

## BIBLIOGRAFIA

Mazzolani F.M.(1994): *Aluminium alloy structures (second edition)*, E. & Fn Spon, Chapman & Hall, London, 1994.

Mazzolani F.M. (1998): *Design principles for aluminium structures*, Stahlbau Spezial: Aluminium in practice, Ernst & Sohn, 1998.

Mazzolani F.M. (2003): *Design criteria for aluminium structures: technology, codification and applications*, in "Aluminium structural design" (CISM course n. 443), ed. F.M. Mazzolani, Springer – Verlag, Wien, New York, 2003.

Mazzolani F.M.(2004): *Structural use of aluminium alloys in civil engineering (keynote)*, Proc. 2<sup>nd</sup> International conference on structural engineering, mechanics and computation, Cape Town, South Africa, 2004.

Mazzolani F.M. (2005): *Conception des structures en alliage d'aluminium selon l'Eurocode 9 (EN 1999)*, Les Eurocodes – Conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil, Editions Le Moniteur, Paris, 2005.

Mazzolani F.M. (2006): *Structural applications of aluminium in civil engineering*, Structural engineering international, vol.16, n.4, pp.280-285, November 2006

Belloni G, Castronuovo S., Savina U., Ulisse M., Mazzolani F.M., Brancaloni F., Pirozzi G.: *Le cupole di stoccaggio carbone dell'impianto Enel di Torrevaldaliga Nord. Parte I: Aspetti progettuali*, Atti XXII Congresso C.T.A. "L'acciaio per un futuro sostenibile" - ed. Acs Acai Servizi Srl, Milano 2009, pagg. 51-62

Belloni G, Castronuovo S., Savina U., Ulisse M., Mazzolani F.M., Brancaloni F., Pirozzi G.: *Le cupole di stoccaggio carbone dell'impianto Enel di Torrevaldaliga Nord. Parte II: Aspetti esecutivi e collaudo*, Atti XXII Congresso C.T.A. "L'acciaio per un futuro sostenibile" - ed. Acs Acai Servizi Srl, Milano 2009, pagg. 63-77