大断面 RC 柱と大型鉄骨梁で構成されたタワー型ボイラ建屋の設計と検証

DESIGN AND VERIFICATION OF TOWER-TYPE BOILER BUILDING COMPOSED OF LARGE REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND LARGE STEEL BEAMS

三浦俊悦 — *1 小野木隆浩 — *2
 櫻井隆喜 — *2 鳥山壮一 — *1
 井ノ上弘行 — *3 熊谷仁志 — *4

Shunetsu MIURA — *1 Takahiro ONOGI — *2
 Takaki SAKURAI — *2 Souichi TORIYAMA — *1
 Hiroyuki INOUE — *3 Hitoshi KUMAGAI — *4

キーワード:

火力発電所, タワー型ボイラ, 高強度コンクリート, アンカーボルト, 耐震設計

Keywords:

Thermal power station, Tower-type boiler, High-strength concrete, Anchor-bolt, Seismic design

This paper reports on design and verification of Shin Isogo thermal power station. In this project, a tower-type boiler is adopted because of limited site area. This boiler building is composed of 4-large-box reinforced concrete columns using high-strength concrete and large steel beams. In order to realize this building, the examination of design method and the experiment on beam-column connection had been carried out over several years. We measured anchor-bolt and concrete strain in beam-column connection. The validity of design and the soundness of beam-column connection was verified from this result of measurement.

1. はじめに

横浜市磯子区に建設された火力発電所ボイラ建屋は、国内で初採用のタワー型ボイラを収納するものであるが、構造的にも高強度コンクリートを使用した4本のRC造ボックス壁柱と頂部の大型鉄骨梁で構成された特徴的な架構形式となっている。

従来の火力発電所建屋に採用されている鉄骨造ブレース付ラーメン構造に替えて、このような架構形式を開発した理由は、狭隘な敷地における発電設備の配置と施工性等を勘案してのことであるが、その実現に向けては、耐震性確保の観点から独自の事前検討を行うとともに、「建設省総合技術プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」(略称: New RC)の一部に参画し、数年に渡って、架構形式や設計法の検討、構造安全性を裏付ける検証実験などを実施してきた。

本報は、このボイラ建屋の構造概要を紹介するとともに、事前検討で行ったRC造ボックス壁柱と大型鉄骨梁(略称: 特大梁)との接合部における応力伝達機構に関する実験的研究、実施設計における設計クライテリアや接合部の設計、地震応答解析等および実構造物の建設中に行った接合部の実測結果について報告するものである。

2. 建屋概要

ボイラ建屋は、4本のRCボックス壁柱とそれらを連結する特大梁が主構造体であり、ボイラ本体および各階の床は、全て頂部にある鉄骨梁(特大梁およびトップガーダ)から吊下げられたシンプルな架構形式となっている。また、建屋に作用する地震時の水平力は、鉄骨床架構を介して、RCボックス壁柱に伝達される。なお、ボイラ本体と鉄骨床架構とは、2方向に設置されたサイスミックタイと呼ばれる弾塑性ダンパーにより結合されている。ボイラ建屋の構造概要を表1に示す。また、建設中の建屋状況を写真1に示す。

表1 ボイラ建屋の構造概要

【建屋諸元】	
用 途:	事業用火力発電所(出力 600MW)
最高高さ:	GL+99.7 m
建築面積:	4298.3 m ²
延床面積:	9633.3 m ² (グレーチング床を除いたコンクリート床面積)
【RCボックス壁柱】	
形 状:	高さ 88 m、750 cm×750 cm の中空矩形
壁 厚:	一般部 65 cm、柱脚 90 cm、柱頭 110 cm
使用材料:	コンクリート Fc 60, 54, 42, 36 N/mm ²
	主筋 D51~D32, SD490, SD390
【特大梁】	
梁 せ い:	5.5 m
使用材料:	SM520B (t>40 には TMCP-355B)
【接合部(アンカーボルト)】	
使用材料:	D64, SD390 (ネジ鉄筋)
本 数:	160 本/ヶ所

写真1 建設中の建屋全景 (リフトアップ中)

*1 電源開発新磯子火力建設所
 (〒235-8510 横浜市磯子区新磯子町37-2)
 *2 電源開発新事業部
 *3 清水建設(株)エンジニアリング事業本部
 *4 清水建設(株)技術研究所

*1 Shin Isogo Thermal Project Construction Office, Electric Power Development Co., Ltd.
 *2 Business Development Dept. Electric Power Development Co., Ltd.
 *3 Engineering Division, Shimizu Corporation
 *4 Institute of Technology, Shimizu Corporation

建屋の平面図、立面図を図 1 に、RC ボックス壁柱と特大梁の接合部詳細を図 2 に示す。

図 1 建屋の平面図、立面図

図 2 RC 柱と鉄骨梁の接合部詳細

3. 実験的研究

(1) 実験の目的

RC 造ボックス壁柱と特大梁から構成される架構形式は、従来の設計に比較して極めて不静定次数の小さいシンプルな建屋となることから、柱と梁の接合部の設計が建屋全体の安全性、経済性および施工性に大きく影響する重要な要因となる。従って、本形式を初めて採用するにあたっては、日本の耐震基準に準拠した接合が可能かどうかを検討する必要があった。

ハイブリット架構接合部の力学的挙動は非常に複雑であり、解析的な検討だけでは不十分であるため、応力伝達機構を把握することを目的として、試設計段階における接合部を忠実に模擬した部分構造実験を行い、得られた知見を実施設計へ反映させることとした。

(2) 実験概要

試設計におけるアンカーボルト配置で、特大梁の全塑性によって終局耐力が決定するモデル A (2-D16@75:SD345) とアンカーボルトの影響を評価するためにアンカーボルト本数を低減したモデル B (2-D16@150:SD345) の 2 体の試験体について実験を行った。

試験体形状(モデル A)を図 3 に、材料試験結果を表 2 および表 3 に示す。なお、試験体の縮尺は約 1/6 とした。

図 3 試験体形状(モデル A)

表 2 コンクリートの材料試験結果

材令 ^{*1}	目標強度 ^{*2} (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ^{*3} (N/mm ²)
4 週	60	64.2	—
実験開始時		64.9	3.84×10 ⁴
実験終了時		70.2	4.10×10 ⁴

*1 養生方法は現場封緘

*2 試験実施時に 60 N/mm² となるように設定

*3 最大強度の 1/3 におけるセカントモジュラス

表 3 鉄筋とアンカーボルトの材料試験結果

鉄筋 種別	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	使用 部位
D10 (SD345)	419	588	1.95×10 ⁵	せん断 補強筋
D13 (SD345)	390	614	1.91×10 ⁵	横筋
D13 (USD685)	750	937	1.91×10 ⁵	縦筋
D16 (SD345)	369	557	1.92×10 ⁵	アン カー ボ ルト

加力方法は、長期荷重を模擬した荷重を加えた状態で、地震荷重は正負交番載荷で模擬した。加力装置概要を図4に示す。

図4 加力装置概要

(3) 実験結果

実験結果として、正負交番載荷による梁端モーメント(M)と鉛直荷重時変位も含めた梁先端鉛直変位(δ)の関係を図5に示す。

モデルAの場合は、長期荷重状態でボックス壁にクラック発生後、アンカーボルトが降伏し、その後に特大梁・ボックス壁柱主筋がほぼ同時に降伏した。最大耐力は特大梁の全塑性状態で決定しており、同時に圧縮縁のグラウト部も圧壊に至った。

モデルBの場合は、長期荷重でアンカーボルトの引張側最外端1本のみ(全アンカーボルト本数:56本)が、ほぼ降伏ひずみに達した後、圧縮縁のグラウト部で圧壊が生じ、その後特大梁・ボックス壁柱主筋が降伏した。最大耐力はアンカーボルトの終局曲げ耐力状態(アンカーボルト1本破断)で決定した。

図5 梁端モーメント(M)と梁先端変位(δ)の関係

(4) 解析結果との比較

解析モデルは、RCボックス壁柱をシェル要素(弾性)、特大梁を梁要素(弾性)、アンカーボルトをバネ要素でモデル化した。圧縮側のアンカーボルトは変形を無視(剛バネ)したが、引張側については、変形を考慮したモデル(有限なバネ剛性)と無視したモデル(剛バネ)で解析を行った。実験結果と解析結果の比較を図6に示す。

比較の結果、モデルAでは実験結果と解析結果は良く一致しているが、モデルBでは早期に発生した局部的なグラウト部の圧壊を解析では十分に表現できないため、実験結果よりも解析結果の剛性が高くなっている。

以上より、特大梁の全塑性によって最大耐力が決定するモデルAにおいては、引張側アンカーボルトの変形を無視しても接合部の挙動を捉えられることがわかった。

図6 実験結果と解析結果の比較

4. 設計概要

(1) 設計クライテリア

各地震動レベルに対する耐震設計クライテリアを表4に示す。また、設計フローを図7に示す。

表4 耐震設計クライテリア

入力レベル	レベル1	レベル2
最大速度	25 cm/sec	50 cm/sec
ボックス壁柱	・短期許容応力度以下 ・曲げひび割れは許容	・主筋の部分的引張降伏、 曲げひび割れは許容 ・せん断は弾性範囲内
鉄骨架構	短期許容応力度以下	弾性範囲内
基礎接地圧	短期許容地耐力以下	終局地耐力以下
層間変形角	1/200 以下	1/100 以下

図7 設計フロー

(2) 応力解析

ボイラ建屋は複雑な架構であり、建屋全体として剛床仮定が成立しないこと、支持地盤にレベル差があり、基礎形式の違いによる沈下量の差が上部構造物に与える影響を考慮するため、地下躯体・杭・地盤も含めた建屋全体を忠実にモデル化した3次元立体FEMモデル(総節点数:約7800)を用いて、応力解析を行った。応力解析モデルを図8に示す。

各部材のモデル化は、RC造ボックス壁柱を含めたRC部はシェル要素、鉄骨架構および杭は梁要素、地盤はバネ要素でモデル化した。

(3) 設計用荷重

主要構造の設計に考慮した荷重は、固定荷重・積載荷重・地下水による浮力・土圧荷重・地震荷重および風荷重である。

1次設計用水平荷重は、建築基準法施行令により定まる地震力および風荷重と、予備地震応答解析(レベル1)から得られた応答せん断力を包絡して決定した。なお、風荷重は地震荷重の29%以下であった。

2次設計用水平荷重は、予備地震応答解析(レベル2)から得られた応答せん断力を上回るように決定した。

建屋の設計用ベースシア係数を表5に示す。

表5 ベースシア係数

	X方向	Y方向
1次設計用	0.149	0.136
2次設計用	0.253	0.223

(4) 断面設計方針

断面設計は、応力解析から得られた各荷重に対する部材応力を組合せた応力に対して行った。

長期荷重および1次設計用水平荷重に対しては、長期および短期許容応力度設計とし、2次設計用水平荷重に対しては、RC部材は終局強度設計、鉄骨部材は弾性限耐力設計とした。なお、鉄骨および鉄筋の強度を $1.1\sigma_y$ 、コンクリート強度は $0.85F_c$ とした。

(5) RCボックス壁柱の設計

設計配筋は、応力解析で得られた各シェル要素の応力に対する必要鉄筋量を上回るように決定した。

主筋の必要鉄筋量は、「鉄筋コンクリート造構造計算規準」により、軸力と曲げモーメントに対しては柱の曲げ耐力計算式から算定される必要鉄筋量と、面内せん断力に対しては耐震壁としてのせん断補強筋を加算して決定した。また、上下に連続する開口があるボックス壁柱については、開口のない柱と同等の終局耐力が得られるように、開口廻りの壁を増厚し、さらに開口部で切断される縦筋の断面積と同等となる鉄筋量を開口廻りに補強した。

(6) 接合部の設計

建屋の全体的な耐震性能および解析の信頼性の向上、圧縮縁部の圧壊を回避するため、実験的研究のモデルAをベースとしたアンカーボルト配置とし、接合部の終局耐力が、特大梁の全塑性モーメントで決定するように計画した。

応力解析モデルにおけるRCボックス壁柱と鉄骨造特大梁の接合部のモデル化方法を図9に示す。特大梁は梁要素でモデル化し、前述のようにアンカーボルトの変形は無視できるものと考え、ボックス壁柱とは剛要素で接合した。

接合部の応力は、引張に対してはアンカーボルトのみで、圧縮に対してはコンクリートで負担するものとした。なお、せん断力は接合面の摩擦力で伝達するものとした。

引張部アンカーボルトおよび圧縮部コンクリートの設計クライテリアは、長期荷重および1次設計用水平荷重に対しては、長期および短期許容応力度以下とし、2次設計用水平荷重に対してはアンカーボルトは材料強度($\sigma_y \times 1.1$ 倍)以下とし、コンクリートは設計基準強度以下とした。接合部の設計結果を表6に示す。引張側アンカーボルト、圧縮側コンクリートともにクライテリアを満足している。

図8 応力解析モデル

図9 接合部のモデル化詳細

表 6 接合部の設計

部位	事象	応力度 (N/mm ²)	クライテリ (N/mm ²)	判定
アンカー ボルト (引張)	長期荷重時	131	180	OK
	1次設計用 水平荷重時	309	390	OK
	2次設計用 水平荷重時	430	431	OK
コンク リート (圧縮)	長期荷重時	18.0	20	OK
	1次設計用 水平荷重時	32.3	40	OK
	2次設計用 水平荷重時	39.7	60	OK

(7) 地震応答解析

建屋全体の3次元動的振動特性を考慮するため、地震応答解析モデルは、3次元弾塑性立体モデル(総質点数:122)とした。RCボックス壁柱は、各々1本棒多質点系曲げせん断型モデルに、パンカ室およびエアヒーター(AH)架構の鉄骨架構は、各々1本棒多質点系等価せん断型モデルに置換し、それぞれをせん断パネで連結した。各々多質点系モデルの脚部は1階床面で固定とした。

ボイラ本体は、梁要素でモデル化したトップガーダから吊下げられた曲げせん断型モデルとし、ボイラ本体の水平方向の振止め部材(サイスミックタイ)は非線形パネに置換し、建屋と連結した。地震応答解析モデルを図10に示す。

応答計算はNewmark- β 法とし、減衰はRC部3%、鉄骨部2%の内部粘性型で与え、マトリクス作成方法は剛性比例型とした。

図 10 地震応答解析モデル

RCボックス壁柱の復元力特性は、 $M-\phi$ 関係はファイバーモデルにより算定し、曲げひびわれ発生時と鉄筋降伏時を折点とした最大点指向型 Degrading Tri-Linear とした。 $Q-\delta$ 関係は、せん断ひびわれ発生時を折点とした原点指向型 Bi-Linear とした。なお、ボイラ本体と建屋架構とを繋ぐサイスミックタイは Normal Bi-Linear 型、床パネおよび鉄骨架構は弾性とした。固有値解析結果を表7に示す。

表 7 固有値解析結果

	X 方向	Y 方向
1次	1.838 sec	1.930 sec
2次	0.477 sec	0.570 sec

地震応答解析に用いた入力地震波は、EL CENTRO NS(1940)、TAFT EW(1952)、HACHINOHE NS(1968)、横浜基盤波の4波としたが、横浜基盤波はレベル2地震時のみとした。

地震応答解析結果を表8に示す。いずれの結果もクライテリアを満足している。また、各地震波の応答せん断力分布と設計で考慮した地震荷重(レベル2地震)との比較を図11に示す。いずれの応答結果も地震荷重を下回っている。

表 8 地震応答解析結果

最大層間変位 (最大層間変形角)	レベル1	X 方向	3.6cm (1/283)
		Y 方向	5.9cm (1/310)
	レベル2	X 方向	6.3cm (1/181)
		Y 方向	7.1cm (1/160)
個材の最大塑性率	レベル2	X 方向	弾性範囲
		Y 方向	弾性範囲
RCボックス壁柱の 短期許容最大軸力比	レベル2	X 方向	0.183
		Y 方向	0.177

図 11 地震応答解析結果

5. 実構造物における長期荷重時の計測結果

(1) 計測概要

RCボックス壁柱と大型鉄骨梁との接合部の設計の妥当性を確認するため、設計で考慮した長期荷重に相当する機器荷重がほぼ載荷された状態における、接合部の引張側アンカーボルトの引張りずみ、圧縮側グラウト部の圧縮ひずみの計測を行った。計測対象の接合部位置とアンカーボルトのひずみ計測位置を図12に、圧縮側グラウト部のひずみ計測位置を図13に示す。

図 12 アンカーボルトのひずみ計測位置

図13 圧縮側グラウト部のひずみ計測位置

(2) 計測結果

アンカーボルトの引張ひずみおよびグラウト部の圧縮ひずみを図14に示す。なお、各計測値は特大梁接合後からの変化量を示す。

アンカーボルトの最大引張ひずみの発生位置および平面的分布形状は、実験時と同じ傾向を示しており、アンカーボルトの最大引張ひずみは約1500 μ 、グラウト部の圧縮ひずみは約600 μ であった。

図14 ひずみの計測結果と解析結果の比較

(3) 解析結果と実測値の比較

計測結果との比較検討用解析モデルは、設計時の解析モデルから計測対象としたRCボックス壁柱と特大梁部分を取り出した部分解析モデルとした。また、解析モデルに入力する荷重は、計測時において、接合部に実際に作用した荷重とした。解析は静的弾性解析とし、各部の剛性は応力解析と同値とし、コンクリート部の剛性は設計基準強度に応じた値を用いた。なお、基礎部が接合部の応力に及ぼす影響は少ないと考えられるので、RCボックス壁柱の脚部は固定とした。

図15 接合部の反力分布

解析から得られた接合部の反力分布を図15に示す。反力分布をみると接合部がボックス形状全体で曲げ応力を負担しており、引張力の最大値は、最縁コーナー部で発生し、逆に最大圧縮力はその対角位置で発生している。

解析から得られた反力をひずみに換算した結果と各部位の計測ひずみとを比較して図14に示す。比較の結果、アンカーボルトの引張ひずみのピーク値および分布性状、圧縮部の圧縮ひずみは良く一致しており、設計時の解析モデルは実現象をかなり良く捉えている事が確認できた。

以上より、接合部におけるモデル化についても妥当である事が確認できた。

6. おわりに

平成10年7月に着工した本ボイラ建屋は、同14年3月に竣工した。4本のRC造ボックス壁柱とそれらの頂部を特大梁で繋ぐシンプルな架構方式のボイラ建屋は、ヨーロッパに幾つか例があるものの、これを日本で適用するにあたっては耐震安全性と経済性の確保が重要な課題であり、実施設計および建設に至るまでに各種の検討を要した。今回報告した設計クライテリアや高強度コンクリート・鉄筋の採用等はその成果である。

特にRC造ボックス壁柱と鉄骨造の特大梁の接合部に関しては、地震時の応力伝達機構を解明すべく部分実験を行い、実施設計に反映するとともに、建設中には歪測定を実施し、応力分布等から設計の妥当性を検証した。

また、本報告では割愛したが、地震時における架構の健全性を確認する目的で、歪計測から得られた長期の応力に、設計で考慮したレベル2の地震(50cm/sec)時の応力を加える方法により、接合部における耐力的余裕度の評価を試みた。その結果、引張側では最外コーナー部のアンカーボルト数本(全体の約15%)が降伏する程度であり、圧縮部の最内縁では設計基準強度を越えるものの、強度管理用試験体から採取したコアの強度試験結果(平均97N/mm²)の70%程度に留まった。架構計画を梁先行降伏型としているため、レベル2を越えるような地震を受けた場合には特大梁の端部が降伏状態に入るが、接合部は発生応力の約1.4倍程度の耐力を有し、健全性を維持することが確認された。

謝辞

本報で報告したタワー型ボイラ建屋の架構形式や設計法の事前検討から確証実験に至り、New RC火力発電所ボイラー建屋検討委員会各位(委員長:東京大学青山博之名誉教授、日本大学秋山宏教授、工学院大学広沢雅也教授)にご指導頂きました。ここに深謝致します。

参考文献

- (財)国土開発技術研究センター: 高強度鉄筋コンクリート材料を使用した建築物の設計に関する研究, 平成4年度報告書および平成5年度報告書
- 桜井隆喜, 三浦俊悦, 三浦宣明, 仙海雅敏, 熊谷仁志: 高強度鉄筋コンクリートを使用した火力発電所ボイラー建屋の開発(その1: 構造設計概要, その2: 柱・梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp. 1797~1800, 1994年
- 三浦俊悦, 小野木隆浩, 澤田実, 中澤茂喜, 井ノ上弘行, 西田朗: 地上90mで打つ超高強度コンクリート, セメント・コンクリートNo. 639, pp. 10~14, 2000年
- 小野木隆浩, 鳥山壮一, 西田朗, 井ノ上弘行: 高層RC造建築物の高所に適用した高強度コンクリートの実施工(その1: 施工概要, その2: コンクリートの調査計画と品質管理), 日本建築学会大会学術講演梗概集A-1, pp. 945~948, 2000年

[2001年10月19日原稿受理 2002年2月18日採用決定]