

PWR 型原子炉建屋の復元力特性試験(内部コンクリート構造の部分模型)

——試験結果に基づく梁理論的な単純な解析法の適用性の検討——

武田 寿一 山口 恒雄
中山 達雄 小池 健仁

Horizontal Loading Tests on Specimens Modelling a Part of the Inner Concrete Structure for PWR Nuclear Power Plant

——Examination of the Reliability of an Approximate Analysis
Procedure Together with Beam Theory——

Toshikazu Takeda Tsuneo Yamaguchi
Tatsuo Nakayama Kenji Koike

Abstract

This report describes the results of examination of reliability of an analysis method as well as the beam theory used for structures with discontinuity. Studies were made based on comparisons of test results taken from a report of the Nuclear Power Engineering Test Center and analysis results. Two out of three specimens each had a box wall and two horizontal-T walls while the remaining one consisted of a horizontal-T wall, a H-shaped wall, and a wall girder. In the analysis, both the shear flow theory and the beam theory were used. These analysis results of concrete cracking loads, rebar yielding loads, ultimate strengths and envelopes of load-displacement relationships were in good agreement with test results in the comparisons. According to this examination, it is recognized that the approximate analysis method as well as the beam theory are effective for analysis of a wall structure with discontinuity.

概 要

本報告は、不連続部を持った構造体に対する梁理論的な単純な解析法の適用性について検討した結果をまとめたものである。解析法の適用性は、(財)原子力工学試験センターの「原子炉建屋の復元力特性試験(小型および部分模型)」報告から引用した試験結果と解析結果との比較に基づいて検討した。解析対象の構造体形状は、ボックス壁の両側にI型壁があるもの2種、I型壁とH型壁を壁梁で結んだもの1種の計3種である。解析法には、せん断流理論と梁理論とを組合せたものを用いた。この手法で求めた構造体各部の弾性応答時の応力と変位を用い、初期剛性、ひび割れ荷重、鉄筋降伏荷重、終局耐力を評価し、試験結果と比較した。さらに、荷重～変位関係包絡線についても近似的に評価し、試験結果と比較した。これらの検討の結果、不連続部を持つ構造体に対し、単純な解析法でも近似的な評価を行なう面では十分有効な手法となることが認められた。

1. 序

原子炉格納容器内部コンクリート構造は、各所に不連続部を持った非常に複雑な形状の壁体構造である。

このような構造体に対しても、試設計の段階では梁理論のような単純な解析手法が主として用いられているのが現状である。

一方、耐震設計の面では、内部コンクリート構造の重

要性から、構造物の非弾性応答域の挙動までを考慮した動的解析を行ない、設計的に検討するようになってきた。

このような現状にかんがみ、内部コンクリート構造のような構造体に対しても、設計で設定している構造体の復元力特性など、設計手法の信頼性を検討するために、種々の試験研究が計画、実施されるようになってきた。

これらの試験研究としては、日本原子力発電(株)の委託を受け、当社で実施した「敦賀発電所2号機内部コ

ンクリート構造の耐震性確認実験¹⁾が有り、また、(財)原子力工学試験センターが通商産業省からの委託を受け、耐震安全解析コード改良試験事業の一つとして実施している「原子炉建屋の復元力特性に関する一連の試験研究」にも含まれている。

後者の試験研究は、原子炉建屋の小型および部分模型試験、全体模型試験、スケールラフクト試験から成り、昭和55、56年度で小型および部分模型試験が実施され、それらの結果の一部が昭和57年度日本建築学会大会で報告²⁾され、ここに内部コンクリート構造の部分模型試験結果も「P2シリーズ試験」として含まれている。

本報告は、上記「P2シリーズ試験」の結果に基づき、梁理論的な単純な解析手法の適用性を検討した結果をまとめたものである。

2. P2シリーズ試験の概要

試験体は、内部コンクリート構造の一部を対象とした部分模型試験体で、表一に試験体一覧表、図一に試験体概要図を示す。

P2-1, P2-2 試験体は、ウェブ壁位置にボックス壁がある場合で、ボックス壁の形状寸法の差が構造体の挙動に及ぼす影響を検討しようとするものである。

P2-3 試験体は、二つの壁体を壁梁で結んだ構造体であり、壁梁の下に位置する開口が構造体の挙動に及ぼす影響を検討しようとするものである。

P2-4, P2-5 試験体は、原子炉支持壁(一次遮蔽壁)を対象とした厚肉八角形筒体の試験体である。これらの試験体で、P2-4は無開口、P2-5は有開口(8箇所)にペネ

トレーションを設置)とし、ペネトレーションの有無の差が構造体の挙動に及ぼす影響を検討しようとするものである。

これらの試験体に用いられたコンクリートと鉄筋のヤング係数と強度は、 $E_c=1.81 \times 10^6$, $F_c=222$, $E_s=1.87 \times 10^6$, $\sigma_y=4,670$ (kg/cm²) である。

鉄筋比(壁全断面積に対する鉄筋断面積の比率)は、基本的には2%で、D10の縦・横等量のダブル配筋である。なお、P2-1~P2-3の3体のフランジ部の縦筋は3.11%、横筋は1.46%となり、P2-5の開口部には、D19の開口補強筋が縦・横に付加されている。

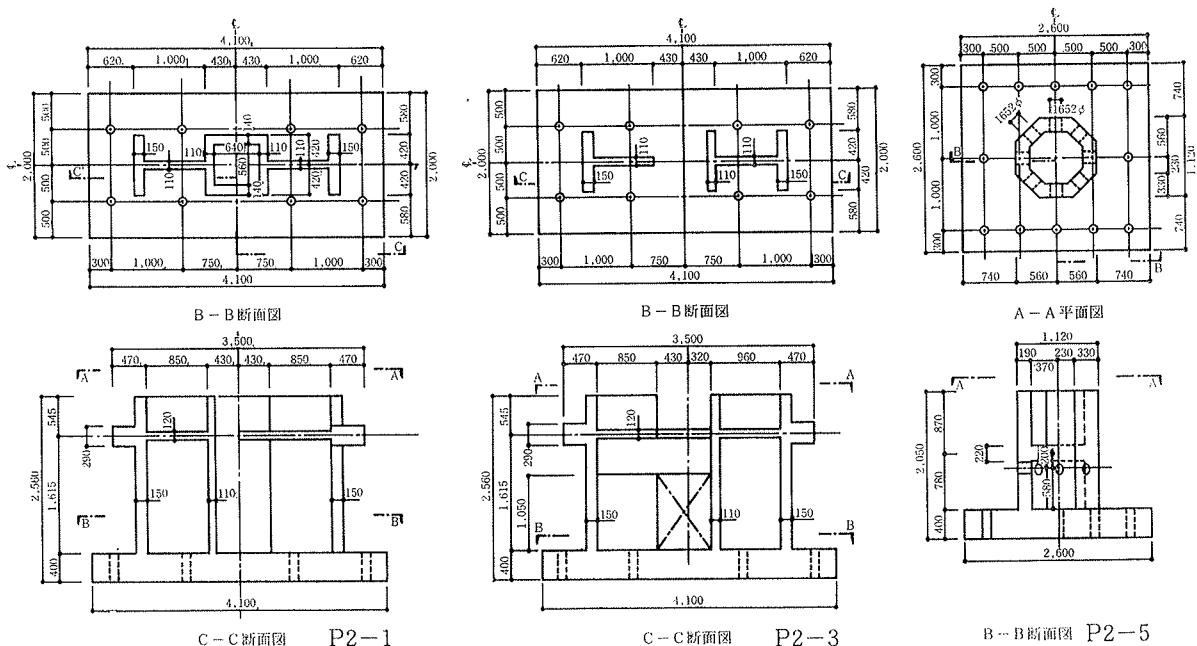
加力は、水平力を正負交番に加える方式を採用している。なお、P2-4, P2-5の2体は押しだけの加力であるが、P2-1~P2-3の3体では、加力スラブ位置での押し、引き同時加力で、押し荷重と引き荷重との比率は、1:0.7となっている。

各試験体の剛性および諸荷重の一覧を表一に、P2-1の荷重~変位(頂部水平変位)関係を図二に、また、各試験体の荷重~変位関係包絡線の比較を図三、図一

試験体	対象部位	壁筋種類・種別	鉄筋比(%)	形状寸法(壁体部)				備考
				壁厚(mm)	全幅(mm)	全高(mm)	断面積(cm ²)	
P2-1	加圧器部	SD40D10	2.0	110	3,500	2,160	8,030	
P2-2	燃料移送チャンネル	"	"	"	"	"	9,120	
P2-3	分離壁部	"	"	"	"	"	5,310	
P2-4	原子炉容器部	"	"	190	1,120	1,650	5,860	ペネトレーションなし
P2-5		"	"	"	"	"	5,860	ペネトレーション有り(3,350)

()内は開口位置

表一 P2シリーズ試験体一覧²⁾

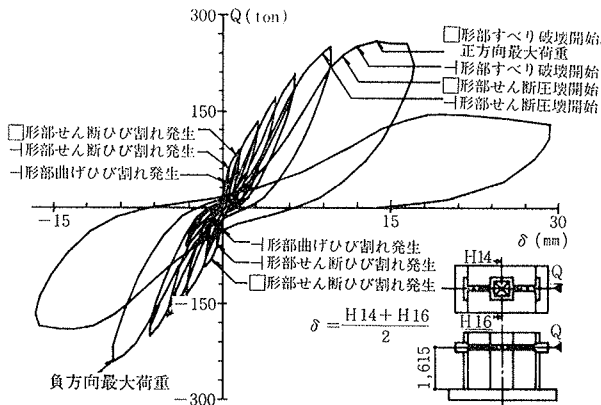


図一 P2シリーズ試験体概要²⁾

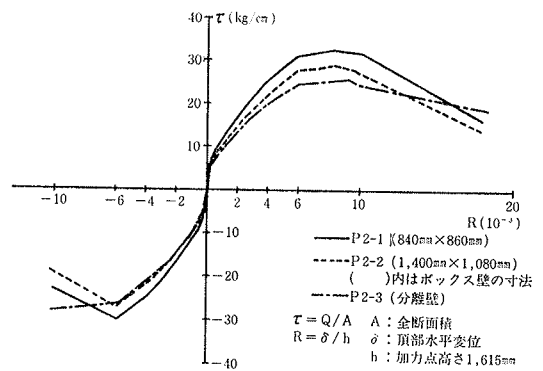
試験体名	P2-1		P2-2		P2-3		P2-4		P2-5	
初期剛性(t/cm)	1450		1420		900		1550		1220	
曲げひびわれ(ton)	フランジ脚部	39.8	フランジ脚部	36.6	フランジ脚部・1	16.8	フランジ脚部	20.2	フランジ脚部	17.9
ななめひびわれ(ton)	┐形部	56.8	┐形部	49.6	H┐形部	41.3	ウェブ	55.0	ウェブ開口部	40.4
	□形部	79.3	□形部	80.2	壁ばり部	54.4			ウェブ一般部	74.5
鉄筋降伏(ton)	┐形部フランジ脚部縦筋	—	┐形部フランジ脚部縦筋	—	H形部内側フランジ脚部縦筋	-148.4	フランジ脚部縦筋	176.2	フランジ脚部縦筋	182.0
	□形部フランジ脚部縦筋	250.6	□形部フランジ脚部縦筋	254.8	┐形部ウェブ中央部縦筋	106.9	ウェブ中央部縦筋	222.1	ウェブ中央部縦筋(開口部)	195.2
	ウェブ中央部	—	ウェブ中央部	—	┐形部フランジ脚部縦筋	-140.6	ウェブ中央部横筋	-207.6	ウェブ中央部横筋(開口部)	170.1
					壁梁隅角部主筋	107.0				
コンクリート圧壊(ton)	┐形部せん断	242.7	┐形部せん断	243.1	H形部せん断	116.0				
	□形部せん断	235.5	□形部せん断	247.9	壁ばり曲げ	107.0				
コンクリートすべり開始(ton)	┐形部	251.7	┐形部	254.8	H形部	129.0	ウェブ	208.5	ウェブ	159.4
	□形部	260.1	□形部	261.6						
最大荷重(ton)	260.1		262.0		135.6 (-148.4)		225.9		212.4	
最大せん断応力度(kg/cm ²)	87.2		85.5		76.0 (-83.3)		66.2		87.5	
せん断係数(FEM値)	2.69		2.98		2.98		1.72		1.38	
破壊形式・2	(FSY)→SL		(SL)→(FSY)→SL		(FSY)→SL		FY→SY→SL		(SY)→FY→SL	

注) ・1はり端部は10.0ton ・2FY:曲げ降伏 SY:せん断降伏 (FSY):部分曲げとせん断による曲げ・せん断降伏 SL:せん断すべり (SY):局部応力が支配的なせん断降伏

表一2 試験結果一覧²⁾



図一2 荷重～変位関係 (P2-1)²⁾



図一3 荷重～変位関係包絡線の比較²⁾ (P2-1～P2-3)

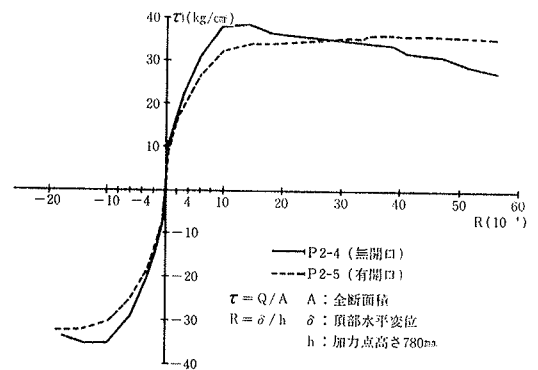
4に示す。

3. 解析的な検討

P2-1～P2-3の3体を対象とし、梁理論的な単純な解析手法を用い、試験結果を検討する。

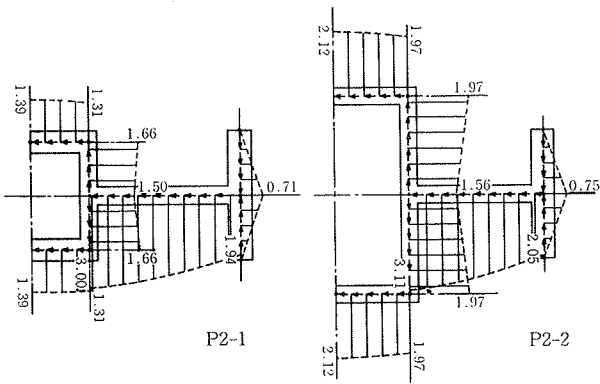
対象とする構造体は、壁構造であり、せん断変形が全体変形に占める割合が大きいと考えられる。このため、せん断流理論を用い、断面内の面内せん断応力度 τ を求め、その値と全断面に対する平均せん断応力度 τ_{av} との比率で表わされるせん断係数 $\kappa = \tau / \tau_{av}$ の最大値を用いて、せん断変形 δ_s ($= \kappa \cdot hQ / GA$; h は高さ, Q は作用せん断力, A は全断面積, G はせん断弾性係数) を評価する。一方、曲げ変形 δ_F は、梁理論で求め、両者の加算により全体変位 $\delta = \delta_s + \delta_F$ を評価する。

P2-1, P2-2 のせん断流分布は図一5のように与えら



図一4 荷重～変位関係包絡線の比較²⁾ (P2-4～P2-5)

れる。一方、P2-3の場合は、壁梁部での拘束力の影響があり(図一6参照)、それらを見捨てることはできない。従って、H形壁と┐形壁のせん断変形を考慮した変



図—5 P2-1, P2-2 試験体のせん断流分布
(数値は、せん断係数 $\kappa(=\tau/\tau_{av})$ の値)

位と回転角の連続条件と力の釣合条件から Q_0, M_1, M_2, P^* を求め、それからせん断流分布を評価すると図—7のように表わされる。なお、この計算では、壁梁は加力スラブと一体(実際にはスラブ中央に開口が有る)としたため、曲げ剛性を過大に評価し、近似解にしかならないが、H形壁のせん断力分担率は55%、一型壁は45%となり、また、壁梁両端には外荷重の約39%相当のせん断力 Q_0 が作用することが認められる。

これらの図から推察されるように、不連続部を持った構造体の応力分布は線形にはならないことが理解できる。

なお、表—2に併記されているFEM解析から求めたせん断係数 K 値とこの計算で求めた κ 値とを比較すると、この計算で求めたものが全体的に大きい値となっているが、その比率 (κ/κ_{FEM}) は 1.04~1.12 程度で比較的良く一致している。

以上の計算値を用い、P2-1~P2-3の3体の試験体の初期剛性を評価した結果を表—3に示す。

表に示されるように、試験値と計算値とは比較的良く一致し、このような不連続部を持った構造体に対しても梁理論的な評価法が使えそうであることが認められる。

なお、同じ表に、ウェブ壁をせん断力負担壁とし、その断面積 A_w (フランジ壁の壁芯から壁芯までで評価) を用いて初期剛性を求めた結果も併記したが、この手法では剛性を過小に評価する傾向があることが認められる。

表—4に、壁体各部におけるコンクリートひび割れ荷重と壁脚部縦筋降伏荷重の試験値と計算値の比較を示す。

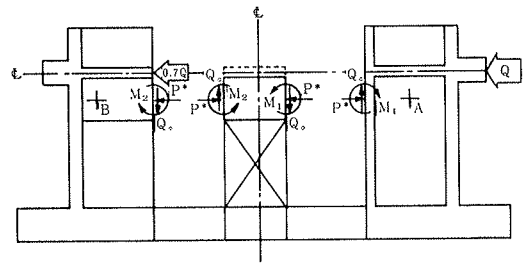
ここで、計算値は、次式を用いて求めた値である。

$$\left. \begin{aligned} \text{ひび割れ荷重 } Q_c &= Q_\sigma \cdot F_t / \sigma_1 \\ \text{縦筋降伏荷重 } Q_y &= Q_\sigma \cdot (P_v \cdot \sigma_y) / (|\sigma_x| + |\tau|) \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

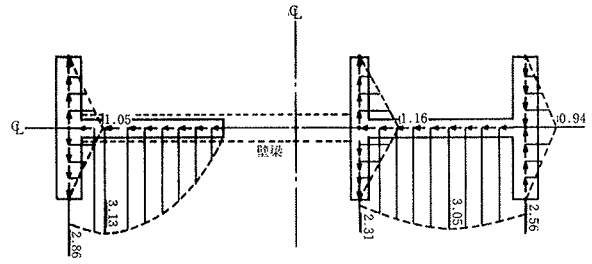
; Q_σ は作用せん断力 ton

F_t はコンクリート引張強度 kg/cm^2

σ_1 は Q_σ 作用時の対象位置の主応力度 kg/cm^2



図—6 P2-3 試験体の力の伝達メカニズム



図—7 P2-3 試験体のせん断流分布
(数値は、せん断係数 $\kappa(=\tau/\tau_{av})$ の値)

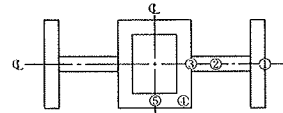
単位: (t/cm)

	試験値	計算値		(試験値/計算値)		備考	
		① κ 値利用	② A_w 値利用	①	②	κ	(A/A_w)
P2-1	1.45×10^3	1.33×10^3	1.92×10^3	1.09	0.76	3.00	1.94
P2-2	1.42×10^3	1.45×10^3	1.91×10^3	0.98	0.74	3.11	2.25
P2-3	9.00×10^2	8.64×10^2	—	1.04	—	3.13 ¹⁾	—

注) *1. 壁体を左右2つに分けた場合、それぞれの壁体の平均せん断力に対する κ 値は、H壁3.25、ト壁2.89となる。

表—3 初期剛性の試験値と計算値との比較

		P2-1			P2-2		
		試験値	計算値	(試験値/計算値)	試験値	計算値	(試験値/計算値)
ひび割れ荷重 Q_c (ton)	①フランジ脚部	39.8	46.0	0.87	36.6	49.3	0.74
	②H形部ウェブ	56.8	49.3	1.15	49.6	52.2	0.95
	③口形部フランジ	—	52.1	—	—	55.0	—
	④口形部	79.3	102	0.78	80.2	78.6	1.02
	⑤口形部ウェブ		128	0.62		95.3	0.84
縦筋降伏荷重 Q_y (ton)	①フランジ脚部	—	242	—	—	259	—
	②H形部ウェブ	—	172	—	—	182	—
	③口形部フランジ	250.6	200	1.25	254.8	205	1.24
	④口形部		363	0.69		283	0.90
	⑤口形部ウェブ		540	—		403	—



(評価位置図)

表—4 ひび割れ、縦筋降伏荷重の試験値と計算値との比較

	試験値	計算値			(試験値/計算値)	
		終局耐力 Q_u ton	τ_u ①	τ_u ②		せん断耐力 Q_{su} ton
P2-1	260.1	93.4	83.4	②223 (①250)	681 (①1.17 ②1.04)	0.38
P2-2	262.0	93.4	83.4	②245 (①274)	725 (①1.07 ②0.96)	0.38
P2-3	135.6 (-148.4)	93.4	83.4	②142	— (0.95 1.05)	—

表—5 終局耐力の試験値と計算値との比較

$(P_v \cdot \sigma_y)$ は縦筋比と鉄筋降伏応力度との積 kg/cm^2

σ_s, τ は鉛直方向応力度と面内せん断応力度 kg/cm^2

表に示されるように、試験値と計算値とは、多少の差はあるが、全体として、本解析法を予備検討には使用できそうな一致は認められる。

表-5に、終局耐力の試験値と計算値との比較を示す。

表に示されるように、P2-1, P2-2 試験体の曲げ耐力を全塑性式を用いて求めると非常に大きな値となり、曲げ耐力では終局耐力が決定されなかったと判断される。一方、せん断耐力を全補強式を用いて求めると、計算値と試験値とは比較的良く一致し、試験体の破壊がせん断破壊型であったことも良く対応する。これから、全補強式によるせん断耐力評価法は、比較的有効な方法であると考えられる。

4. 復元力特性の近似的評価法の検討

前述の内部コンクリート構造の耐震性確認実験報告¹⁾で紹介した近似的評価法を利用し、P2-1, P2-2 試験体の荷重～変位関係包絡線を求め、それらと試験結果との対応性を検討する。

図-8, 図-9に、せん断応力 τ とせん断ひずみ γ との関係、曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係の模式図を示す。これらの関係は、初期剛性は弾性剛性で評価し、ひび割れ発生後は、ひび割れ発生時の $\tau_{sc} \sim \gamma_{sc}$, $M_c \sim \phi_c$ と鉄筋降伏時の $\tau_{sy} \sim \gamma_{sy}$, $M_y \sim \phi_y$ それぞれの2点間を結んだ剛性で評価したものである。なお、 $\tau \sim \gamma$ 関係の τ_{sy} 時の割線剛性 K_{sc} はトラス理論から誘導された式(2)で評価し、 $M \sim \phi$ 関係の K_{BC} は平面保持の仮定に基づく断面力、曲げモーメントの釣合いから求めたものである。

$$G^* = n \cdot E_c / \{4n + (1/P_v) + (1/P_H)\} \quad \dots\dots(2)$$

; G^* は有効等価せん断弾性係数

n は鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E_s/E_c)

P_v, P_H は縦筋比と横筋比

以上の関係を用い、梁理論的に荷重～変位関係包絡線を求めた結果を図-10に示す。

図に示されるように、試験結果と計算結果とは、同一荷重に対する変位で比較し、(試験値/計算値)が70～80%程度で対応し、近似的評価法としては有効な方法と考えられる。なお、この計算では、せん断変形を過大に評価する傾向があり、今後の検討課題であると考えられる。

5. まとめ

不連続部を持った試験体を対象とし、梁理論的な単純な解析法を用いて検討した結果、次のことが言える。

力の伝達メカニズムを考慮すれば、単純な解析手法も

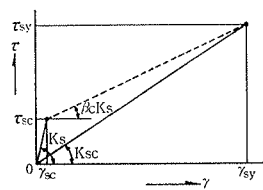


図-8 $\tau \sim \gamma$ 関係

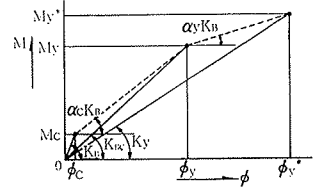


図-9 $M \sim \phi$ 関係

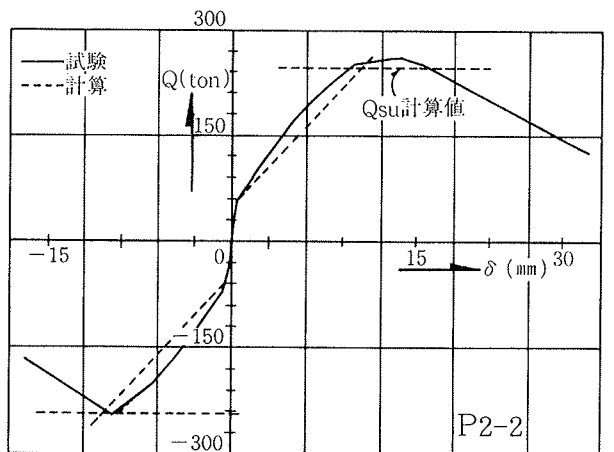
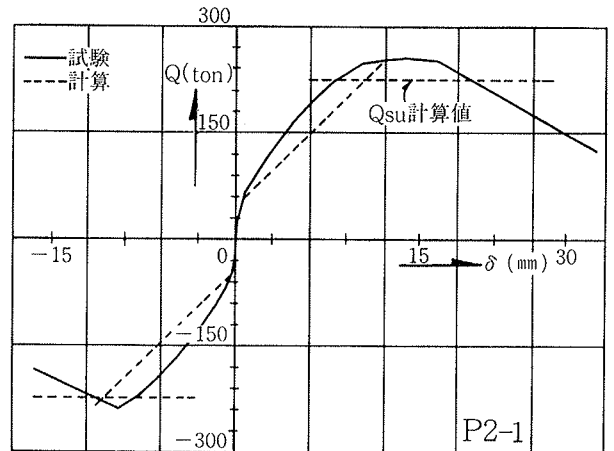


図-10 荷重～変位関係包絡線の試験値と計算値の比較

有効な方法となることが認められる。また、このような方法で、ひび割れ荷重、鉄筋降伏荷重、終局耐力等の近似的な評価も行なえそうである。なお、詳細な検討については、非線形解析などを用いて行なう必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 加藤, 渡部, 武田, 山口, 他: PWR 型原子炉格納容器内部コンクリート構造の耐震性に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和57. 10), pp. 947～954
- 2) 秋野, 杉田, 他: 原子炉建屋の復元力特性試験 (小型および部分模型), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和57. 10), pp.957～970