

상하진동을 받는 편평구형셀의 응답해석례



정 명 채*

1. 서

대규모의 셀 구조물 설계에서는 고정하중이 지배적이므로 구조물을 구성하는 부재단면은 거의 고정하중에 의해 결정되는 경우가 많다. 이미 보고된 정적하중에 대한 셀의 좌굴에 관한 연구결과들이 말해주고 있듯이 구조물의 안전율이 어느정도 확보되어 있는가를 평가하는 일이 우선적으로 중요하다. 그러나 고정하중에 대한 안전율을 확보하여 설계된 셀이 지진동을 받았을 경우 어떻게 거동할까, 어느 정도의 지진동에 견딜수 있는지를 조사하여 그 구조물의 내진성능을 파악하는 일은 설계상 반드시 필요한 일이라 생각된다.

지진응답에 관한 많은 연구들이 주로 수평지진동을 받는 구조물을 대상으로 하고 있다. 그러나 지진동은 원래가 3차원적인 것이고 따라서 직하형의 지진동을 받을 가능성도 있다. 특히 長span 구조물은 上下地震動의 영향이 클 것으로 생각된다. 本稿에서는 상하진진동을 받는 단순지지된 편평셀의 應答解析例를 간단히 소개하고자한다.

2. 지하진동을 받는 편평셀의 진동방정식

해석모델로서는 그림 1에 표시하는 것과 같이 4변에 위치한 rigid beam上에 단순지지된 지붕형 편평 구형셀을 취하였다. 진동방정식을 유도하기 위해 먼저 변형도-변위관계를 정의한 후, 응력도를 변형도의 함수로 나타내고 상하 지진동이 작용할경우의 평형 방정식을 유도한다. 마지막으로 potential에너지 최소원리를 이용하여 강성 matrix를 유도하고 수평 2방향의 변위를 상하방향의 변위로 나타낼수있음을 보인후 이를 강성matrix에 대입하여 진동방정식을 유도한다.

2.1 변형도의 정의

x, y, z 축방향의 변형도를 각각 u, v, w , 변형도를 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$, 전단변형도를 각각 γ , 휨 변형도를 χ_x, χ_y, χ_z , 셀의 곡률을 각각 k_x, k_y , 비틀림 곡률을 k_{xy} 로 표시하면 변형도-변위 관계식은 다음 식으로 주어진다.

* 정회원, 삼성중공업(주) 건설기술연구소 선임연구원

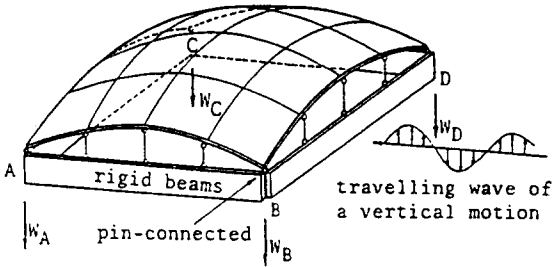
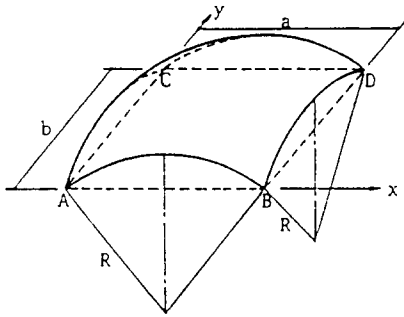


그림 1 (a) 해석모델



(b) 모델의 형상

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} - k_x w, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} - k_y w \quad (1-1,2)$$

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} - 2k_{xy} w \quad (1-3)$$

$$\chi_x = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \chi_y = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (1-4)$$

$$\chi_{xy} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (1-5)$$

곡률반경을 R 로 표시할 때 편평 쉘에서는 다음 식이 성립한다.

$$k_x = k_y = 1/R, \quad k_{xy} = 0$$

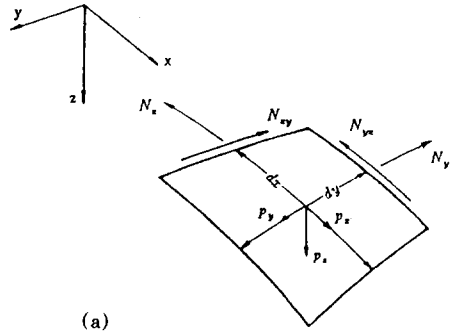
이상에서 변형도가 변위의 함수로 표시되었다. 다음 절에서는 이들 변형도를 사용하여 응력을 정의한다.

2.2 응력-변형도관계

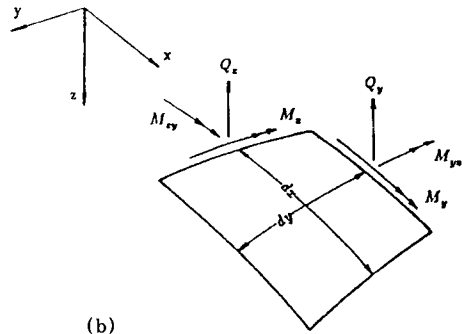
편평 쉘에 발생하는 면내응력을 각각 N_x, N_y, N_{xy} , 휨응력을 M_x, M_y, M_{xy} , 면외전단력을 Q_x, Q_y 로

표시하면 응력-변형도 관계는 다음식으로 정의된다. 쉘의 미소부분에 작용하는

각 응력 성분과 단위 체적당 하중 p_x, p_y, p_z 의 방향을 그림 2에 표시한다.



(a)



(b)

그림 2 응력의 정의

$$N_x = D_1(\epsilon_x + \nu\epsilon_y), \quad N_y = D_1(\epsilon_y + \nu\epsilon_x) \quad (2-1,2)$$

$$N_{xy} = D_1 \frac{(1-\nu)\gamma}{2} \quad (2-3)$$

$$M_x = D_2(\chi_x + \nu\chi_y), \quad M_y = D_2(\chi_y + \nu\chi_x) \quad (2-4,5)$$

$$M_{xy} = D_2(1-\nu)\chi_{xy} \quad (2-6)$$

$$Q_x = D_2 \frac{\partial(\chi_x + \chi_y)}{\partial x}, \quad Q_y = D_2 \frac{\partial(\chi_x + \chi_y)}{\partial y} \quad (2-7,8)$$

$$D_1 = \frac{E_s t_s}{(1-\nu^2)}, \quad D_2 = \frac{E_s t_s^3}{12(1-\nu^2)}$$

여기서, E_s, t_s, ν 는 각각 Young's modulus, 쉘의 두께, 프와송비이다. 여기에서는 면내응력 및 휨 모멘트가 앞 절에서 정의한 변형도와 탄성계수, 쉘의 두께 그리고 프와송비의 함수로 표시하였다.

2.3 평형방정식

상하 지진동 W_g 가 작용할 경우, 편평성을 고려하여 상하 지진동에 의한 쉘의 관성력중 쉘 접선 방향의 관성력을 무시하면 다음과 같은 평형방정식을 얻는다.

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} - k_y Q_y = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} - k_x Q_x = 0 \quad (3-2)$$

$$k_x N_x + 2k_{xy} N_{xy} + k_y N_y + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} - \rho(\ddot{w} + \ddot{W}_g) = 0 \quad (3-3)$$

여기서 ρ 는 단위 면적당 질량을 표시하는데 단위면적당 중량을 M , 중력가속도를 g 라하면, $\rho = M/g$ 이다. (3)식은 (2)식에서구한 응력 및 전단력, 곡률 그리고 재료의 밀도 및 지동 및 응답가속도의 상하성분으로 평형방정식을 표시한 것이다.

2.4 상하 지진동의 가정

그림 1에 표시한 것처럼 4개의 rigid beam이 네 모서리에 pin접합 되어있고 쉘 주변에서 단순 지지된 경우를 해석대상으로 하기 때문에 상하 지진동을 그림 3에 표시하는 형태로 생각하여 다음 식으로 가정한다.

$$W_g = W_A \frac{(x-a)(y-b)}{ab} + W_B \frac{x(y-b)}{-ab} + W_C \frac{(x-a)y}{(-ab)} + W_D \frac{xy}{ab} \quad (4)$$

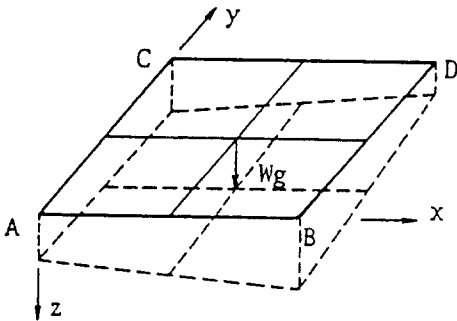


그림 3 상하지진동의 형태

여기서 W_A, W_B, W_C, W_D 는 각각 네 모서리 점에 입력되는 지진동의 상하성분이다.

2.5 진동방정식

다음 식과같은 4의 경계조건을 만족하도록

$$v=w=0(\text{at } x=0,a), \quad u=w=0(\text{at } y=0,b)$$

변위를 double Fourier series로 다음과 같이 표시한다.

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} u_{mn} \cos \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (5-1)$$

$$v = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} v_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (5-2)$$

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (5-3)$$

여기서 u_{mn}, v_{mn}, w_{mn} 은 각각 (m,n) 차 모우드에 대응하는 x, y, z 방향의 변위를 나타내고 있다. 탄성응답해석에 사용되는 기본식을 다음 식에서 유도한다.

$$\begin{aligned} \delta \Pi = & \int_y \int_x - \left(\frac{\partial N_z}{\partial z} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} - k_x Q_x \right) \delta u dx dy \\ & + \int_y \int_z - \left(\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} - k_y Q_y \right) \delta v dx dy \\ & + \int_y \int_z - \left[k_x N_x + 2k_{xy} N_{xy} + k_y N_y + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} - \rho(\ddot{w} + \ddot{W}_g) \right] \delta w dx dy = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

단

$$\delta u = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \delta u_{mn} \cos \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (7-1)$$

$$\delta v = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \delta v_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (7-2)$$

$$\delta w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \delta w_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (7-3)$$

이고, (6)식을 matrix형태로 표시하면 다음 식과 같이 된다.

$$\delta \Pi = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} [\delta u_{mn} \delta v_{mn} \delta w_{mn}] \left[[k_{ij}] \begin{bmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \\ w_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \ddot{Z} \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\ddot{Z} = \rho \frac{ab}{4} \omega_{mn}^2 + \rho \frac{ab}{mn\pi^2} [\ddot{W}_A + (-1)^{m+1} \ddot{W}_B + (-1)^{n+1} \ddot{W}_C + (-1)^{m+n} \ddot{W}_D] \quad (9)$$

이다. 이 식으로부터 편평 쉘의 강성 matrix를 유도할 수 있다.

$$[k_{ij}] = \frac{E t \pi^2}{4(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} m^2 \lambda + \frac{1-\nu}{2} \frac{n^2}{\lambda} & (\frac{1+\nu}{2}) mn & -\frac{(1+\nu) m r \lambda}{\pi} \\ (\frac{1+\nu}{2}) mn & \frac{n^2}{\lambda} + (\frac{1-\nu}{2}) m^2 \lambda & -\frac{(1+\nu) n r}{\pi} \\ \frac{(1+\nu) m r \lambda}{\pi} & (1+\nu) \frac{n r}{\pi} & k_{33} \end{bmatrix}$$

$$k_{33} = \frac{2(1+\nu) \lambda}{\pi^2} + \frac{\pi^2}{12r^2} (m^2 \lambda + \frac{2m^2 n^2}{\lambda} + \frac{n^4}{\lambda^4}) \quad (10)$$

또 x, y 방향의 변위 u, v 를 z 방향의 변위 w 로 표시해 보자. (8)식으로부터 다음과 같은 평형식을 얻을 수 있다.

$$\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left[[k_{ij}] \begin{bmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \\ w_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \ddot{Z} \end{bmatrix} \right] = 0 \quad (11)$$

이 식으로부터

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m^2 \lambda + (\frac{1-\nu}{2}) \frac{n^2}{\lambda} & (\frac{1+\nu}{2}) mn \\ (\frac{1+\nu}{2}) mn & \frac{n^2}{\lambda} + (\frac{1-\nu}{2}) m^2 \lambda \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_{mn} \\ \ddot{v}_{mn} \end{pmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} (k_x + \nu k_y) \frac{mb}{\pi} \\ (k_y + \nu k_x) \frac{na}{\pi} \end{bmatrix} w_{mn} \begin{pmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \end{pmatrix} \\ &= \frac{-1}{(\frac{1-\nu}{2})(m^2 \lambda + \frac{n^2}{\lambda})^2} \times \end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{n^2}{\lambda} + (\frac{1-\nu}{2}) m^2 \lambda & -(\frac{1+\nu}{2}) mn \\ -(\frac{1+\nu}{2}) mn & m^2 \lambda + (\frac{1-\nu}{2}) \frac{n^2}{\lambda} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (k_x + \nu k_y) \frac{mb}{\pi} \\ (k_y + \nu k_x) \frac{na}{\pi} \end{bmatrix} w_{mn} \quad (12)$$

이상과 같이 u, v 가 w 의 함수로 표현되었다. (11)식에 감쇄항을 고려하면 다음과 같이 된다.

$$[k_{ij}] \begin{bmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \\ w_{mn} \end{bmatrix} + c [0 \ 0 \ 1] \begin{bmatrix} \ddot{u}_{mn} \\ \ddot{v}_{mn} \\ \ddot{w}_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ Z \end{bmatrix} = 0 \quad (13)$$

이 식에 (12)식을 고려하면 1질점계의 진동 방정식과 같은 다음 식이 얻어진다.

$$\omega_{mn}^2 + 2h_{mn} \omega_{mn} \ddot{w}_{mn} + \omega_{mn}^2 w_{mn} = -\frac{4}{mn\pi^2} \times [W_A + (-1)^{m+1} W_B + (-1)^{n+1} W_C + (-1)^{m+n} W_D] \quad (14)$$

여기서 h_{mn} 은 감쇄정수를 나타낸다. 또

$$\begin{aligned} \omega_{mn} &= \sqrt{\frac{K}{\rho}}, \quad K = \frac{D_1}{ab} (K_1 + K_2 K_3) \\ K_1 &= [k_x^2 + 2\nu k_x k_y + 2(1-\nu) k_{xy}^2] ab + \frac{\pi^4 a^2}{12} (\frac{m^4}{a^2} \lambda) \\ &+ \frac{2m^2 n^2}{ab} + \frac{n^4}{b^2 \lambda} \\ K_2 &= [(k_x + \nu k_y) mb \pi (k_y + \nu k_x) na \pi] \\ K_3 &= \frac{1}{(\frac{1-\nu}{2})(m^2 \lambda + \frac{n^2}{\lambda})^2} \times \end{aligned}$$

$$\left[\left(\frac{n^2}{\lambda} + (\frac{1-\nu}{2}) m^2 \lambda \right) (k_x + \nu k_y) \frac{mb}{\pi} - (\frac{1+\nu}{2}) (k_y + \nu k_x) \frac{m^2 a}{\pi} \right] \\ - \left[(m^2 \lambda + (\frac{1-\nu}{2}) \frac{n^2}{\lambda}) (k_y + \nu k_x) \frac{na}{\pi} - (\frac{1+\nu}{2}) (k_x + \nu k_y) \frac{m^2 nb}{\pi} \right]$$

$$\lambda = b/a$$

이다. 이상에서 상하 지진동을 받는 편평 쉘의 진동 방정식을 상하방향 응답, 응답속도 및 응답 가속도를 이용하여 표시하였다.

2.6 無次元固有圓振動數

(11)식의 관성력항을 다음과 같이 고쳐 쓸 수 있다.

$$\pi^2 [k_{ij}] \begin{Bmatrix} \overline{u_{mn}} \\ \overline{v_{mn}} \\ \overline{w_{mn}} \end{Bmatrix} + \frac{(1-\nu^2)ab}{E_s} t_s \rho \omega_{mn}^2 \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \overline{w_{mn}} \end{Bmatrix} = 0 \quad (15)$$

이 식을 더욱 간단히 고쳐쓰면 다음과 같다.

$$\pi^2 [k_{ij}] \begin{Bmatrix} \overline{u_{mn}} \\ \overline{v_{mn}} \\ \overline{w_{mn}} \end{Bmatrix} + \Omega_{mn}^2 \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \overline{w_{mn}} \end{Bmatrix} = 0 \quad (16)$$

여기서

$$\overline{u_{mn}} = \frac{u_{mn}}{t}, \quad \overline{v_{mn}} = \frac{v_{mn}}{t}, \quad \overline{w_{mn}} = \frac{w_{mn}}{t} \quad (17)$$

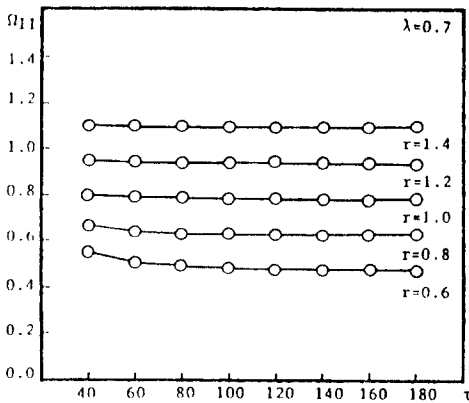
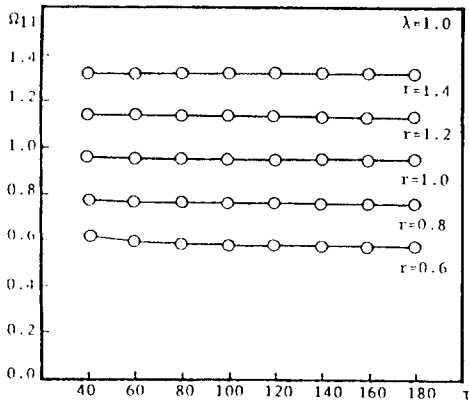


그림 4 무차원 1차 고유원진동수

이다. 식중 τ (=開角半徑 R / 쉘 두께 t_s)에 관한 무차원 고유원진동수 Ω 를 다음식과같이 치환하였다.

$$\Omega_{mn} = \frac{\omega_{mn}}{\sqrt{\frac{E_s t_s}{(1-\nu^2)ab\rho}}} \quad (18)$$

여기서 ω_{mn} 은 편평 쉘의 고유원진동수이다. 무차원 1차 고유원진동수 Ω_{11} 을 그림 4에 표시한다.

이 식은 나중에 이용된다.

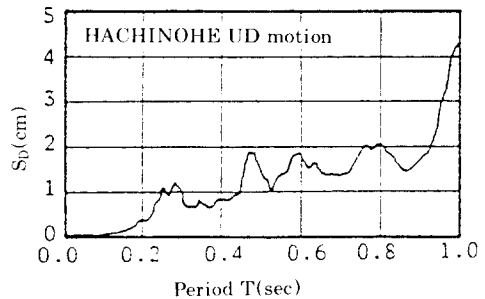
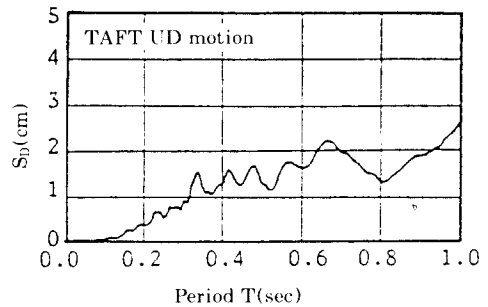
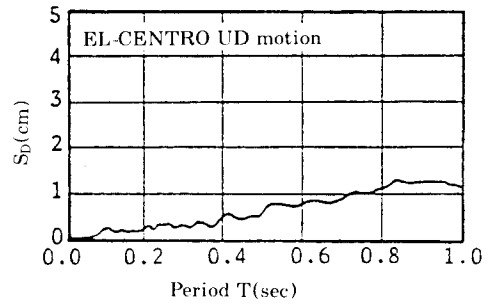


그림 5 지진동의 변위응답 spectrum(입력 최대가속도 100gal, 감쇄정수 $h=0.02$)

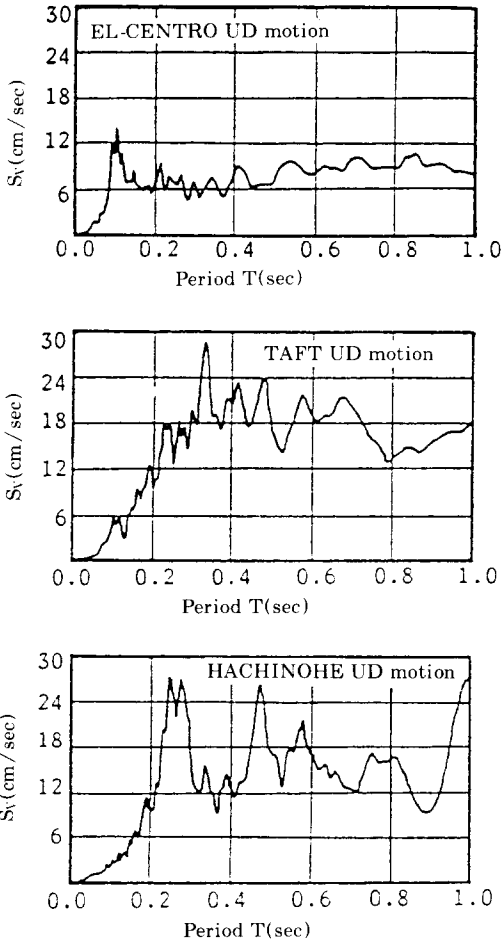


그림 6 지진동의 응답 spectrum(입력 최대가속도 100gal, 감쇄정수 h=0.02)

3. 실지진동에 의한 응답해석

3.1 입력지진동

입력지진동으로 특성이 서로다른 3개의 지진동 EL-CENTRO UD(1940), TAFT(CALIFORNIA) UD(1952), HACHINOHE UD(1968)을 사용하여 수행한 응답해석 결과를 살펴보자. 그림 5,6에는 이들 지진동의 변위 및 속도응답 스펙트럼을 나타낸 것이다.

3.2 해석모델

Fig. 4에 표시한 부차원 1차 고유원진동수 Ω 을

이용하여 단위면적당 중량 M 과 곡률반경에 대한 쉘두께의 비 $\tau(=a/R)$ 을 parameter 로하여 $E_s=3230 \text{ kgf/cm}^2$, $t_s=86.6\text{cm}$ 로 되도록 a , T_{11} 을 선정하여 탄성응답해석을 수행한 결과를 살펴본다. 여기서 parameter의 값으로는 M 을 40, 90, 160 kgf/m^2 , τ 를 40에서 180까지 20간격으로, r 을 0.6,0.8,1.0,1.2,1.4로 하였다. 또 쉘의 평면형상을 나타내는 parameter $\lambda(=b/a)$ 는 1.0, 0.7로 설정하였다. 또 감쇄정수 $h_{mn}=0.02$, 프와송 比는 1/3, 지진과의 입력최대가속도는 $A=100 \text{ gal}$ 로 하였다. 채용 모드수는 지진과의 peak와 모델의 고유주기를 고려하여 대상 모드에 관하여 m, n 모두 25차까지로 하였다. 이것은 휨 모멘트 응답이 고차까지 민감하기 때문이다. 한편 고유주기가 0.05초 미만의 단주기부분에 대해서는 해석대상에서 제외하였다.

해석결과의 한가지 예로 $M=40\text{kgf/cm}^2$, $\tau=120$, $r=1.0$, $\lambda=1.0$ 인 경우의 TAFT UD에 대한 변위, 절대 가속도, 직응력 및 휨 모멘트의 최대응답치 분포를 그림 7에 표시하였다. 이 값들은 각 시각마다 w_{mn} , w_{mn} , w_{mn} , u_{mn} , v_{mn} 을 구한후 쉘 평면상의

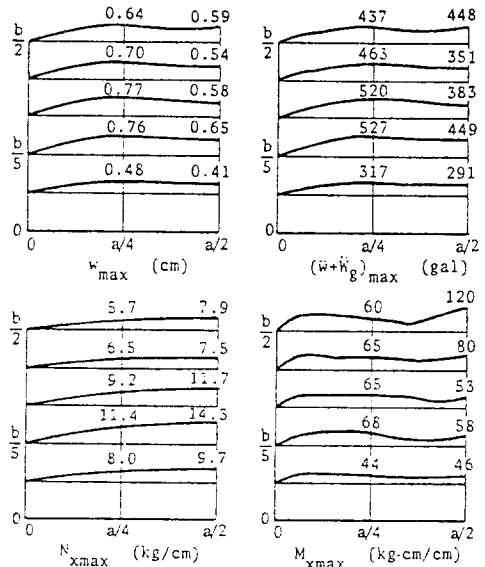


그림 7 Shell표면상의 최대응답 분포(TAFT UD, A=100gal, M=40 kgf/m^2 , $\tau=120$, $r=1.0$)

좌표마다 시각이력을 구하여 각 좌표마다 최대치를 추출한것이므로 이 값들이 발생하는 시간은 반드시 일치하지는 않는다.

3.3 직응력 휨모멘트 응답치의 부차원화

여기에서는 응답치중에서 설계상 특히 문제로 된다고 생각되는 직응력과 휨 모멘트의 최대치 $N_{x,max}$, $N_{y,max}$, $M_{x,max}$, $M_{y,max}$ 의 응답성상에 대하여 분석 검토하자. 이들 응력의 최대치는 쉘 평면상의 좌표마다 구한 시각이력응답으로부터 각 좌표별로 최대응답치를 추출하여 그중에서 최대치를 취한 것이다. 상하지진동에 대한 직응력 및 휨 모멘트의 일반적인 응답성상을 분석하기 위해 각각 다음과 같이 부차원화한다.

$$\overline{N_{x,max}} = \frac{1-\nu^2}{E_s t_s} N_{x,max} \tag{19-1}$$

$$\overline{N_{y,max}} = \frac{1-\nu^2}{E_s t_s} N_{y,max} \tag{19-2}$$

$$\overline{M_{x,max}} = \frac{12(1-\nu^2)}{E_s t_s^2} M_{x,max} \tag{20-1}$$

$$\overline{M_{y,max}} = \frac{12(1-\nu^2)}{E_s t_s^2} M_{y,max} \tag{20-2}$$

구조물의 고유주기, 開角半徑, span길이 및 입력 지진파의 영향을 조사하기 위해 부차원화된 직응력과 휨 모멘트를 이용하여 다음과 같은 함수를 정의한다.

$$\alpha_x = \frac{R}{S_D(h, T_{11}, A_k)} \frac{A_k}{A} \overline{N_{x,max}} \tag{21-1}$$

$$\alpha_y = \frac{R}{S_D(h, T_{11}, A_k)} \frac{A_k}{A} \overline{N_{y,max}} \tag{21-2}$$

$$\beta_x = \frac{a}{SI(h, T_{11}, A_k)} \frac{A_k}{A} \overline{M_{x,max}} \tag{22-1}$$

$$\beta_y = \frac{a}{SI(h, T_{11}, A_k)} \frac{A_k}{A} \overline{M_{y,max}} \tag{22-2}$$

여기서 $S_D(h, T_{11}, A_k)$ 는 입력 지진파의 최대가속도가 $A_k(gal)$ 일때의 1차 고유주기 T_{11} 인 변위응답 스펙트럼의 값이고 $SI(h, T_{11}, A_k)$ 는 스펙트럼의 세기

를 나타내며 속도 응답 스펙트럼 $S_v(h, T, A_k)$ (Fig. 6)을 이용하여 다음식과 같이 정의한다.

$$SI(h, T_{11}, A_k) = \int_0^{T_{11}} S_v(h, T, A_k) dT \tag{23}$$

앞 식에서 정의한 α_x , α_y 를 직응력 추정계수, β_x , β_y 를 휨 모멘트 추정계수라고 부른다. 또 β_x , β_y 의 표시에 $SI(h, T, A_k)$ 를 이용하고있는데 이것은 SI

표 1 실지진동에 의한 해석결과($\lambda=1.0$)
($E(\cdot)$: 평균, $\sigma(\cdot)$: 표준편차)

| earthquake | r | E(x) | $\sigma(x)$ | E(β) | $\sigma(\beta)$ |
|------------|-----|-------|-------------|--------------|-----------------|
| TAFT | 0.6 | 0.807 | 0.102 | 0.368 | 0.081 |
| | 0.8 | 0.787 | 0.079 | 0.393 | 0.074 |
| | 1.0 | 0.808 | 0.087 | 0.431 | 0.083 |
| | 1.2 | 0.815 | 0.070 | 0.433 | 0.095 |
| | 1.4 | 0.809 | 0.062 | 0.445 | 0.131 |
| EL-CENTRO | 0.6 | 0.839 | 0.094 | 0.311 | 0.064 |
| | 0.8 | 0.851 | 0.108 | 0.380 | 0.077 |
| | 1.0 | 0.819 | 0.065 | 0.408 | 0.072 |
| | 1.2 | 0.821 | 0.081 | 0.423 | 0.085 |
| | 1.4 | 0.836 | 0.070 | 0.427 | 0.090 |
| HACHINOHE | 0.6 | 0.817 | 0.107 | 0.343 | 0.073 |
| | 0.8 | 0.789 | 0.073 | 0.393 | 0.072 |
| | 1.0 | 0.782 | 0.082 | 0.443 | 0.085 |
| | 1.2 | 0.774 | 0.048 | 0.451 | 0.074 |
| | 1.4 | 0.782 | 0.066 | 0.462 | 0.107 |

표 2 실지진동에 의한 해석결과($\lambda=0.7$)
($E(\cdot)$: 평균, $\sigma(\cdot)$: 표준편차)

| earthquake | r | E(α_x) | $\sigma(\alpha_x)$ | E(α_y) | $\sigma(\alpha_y)$ | E(β_x) | $\sigma(\beta_x)$ | E(β_y) | $\sigma(\beta_y)$ |
|------------|-----|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|
| TAFT | 0.6 | 1.036 | 0.094 | 0.585 | 0.096 | 0.371 | 0.132 | 0.319 | 0.144 |
| | 0.8 | 1.037 | 0.102 | 0.582 | 0.102 | 0.346 | 0.093 | 0.302 | 0.083 |
| | 1.0 | 0.995 | 0.109 | 0.638 | 0.104 | 0.372 | 0.078 | 0.290 | 0.051 |
| | 1.2 | 0.977 | 0.074 | 0.669 | 0.087 | 0.400 | 0.091 | 0.318 | 0.069 |
| | 1.4 | 0.936 | 0.073 | 0.685 | 0.081 | 0.418 | 0.091 | 0.341 | 0.067 |
| EL-CENTRO | 0.6 | 1.035 | 0.065 | 0.634 | 0.092 | 0.312 | 0.094 | 0.254 | 0.093 |
| | 0.8 | 1.045 | 0.100 | 0.643 | 0.105 | 0.332 | 0.068 | 0.266 | 0.056 |
| | 1.0 | 0.998 | 0.088 | 0.663 | 0.083 | 0.364 | 0.061 | 0.300 | 0.056 |
| | 1.2 | 0.972 | 0.104 | 0.684 | 0.088 | 0.395 | 0.077 | 0.300 | 0.061 |
| | 1.4 | 0.948 | 0.073 | 0.719 | 0.074 | 0.409 | 0.073 | 0.327 | 0.064 |
| HACHINOHE | 0.6 | 1.035 | 0.086 | 0.595 | 0.120 | 0.351 | 0.098 | 0.308 | 0.111 |
| | 0.8 | 1.018 | 0.080 | 0.605 | 0.115 | 0.368 | 0.071 | 0.291 | 0.072 |
| | 1.0 | 0.969 | 0.076 | 0.618 | 0.094 | 0.400 | 0.072 | 0.306 | 0.056 |
| | 1.2 | 0.930 | 0.052 | 0.636 | 0.089 | 0.417 | 0.052 | 0.328 | 0.047 |
| | 1.4 | 0.913 | 0.059 | 0.659 | 0.083 | 0.435 | 0.071 | 0.347 | 0.067 |

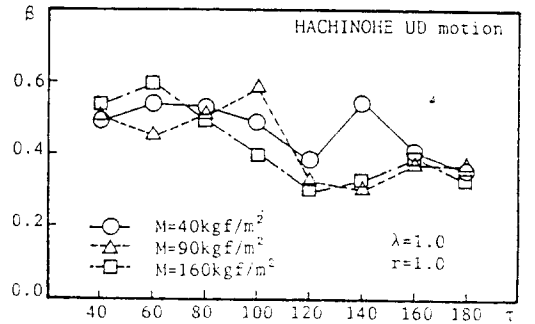
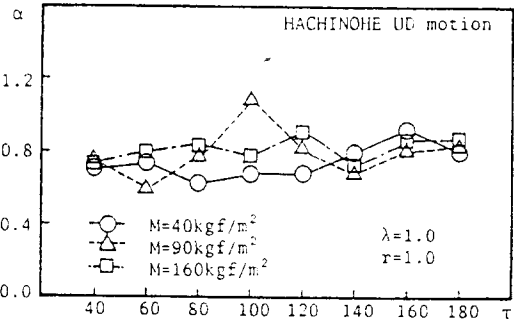
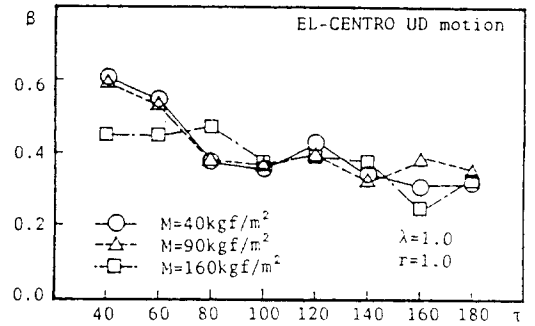
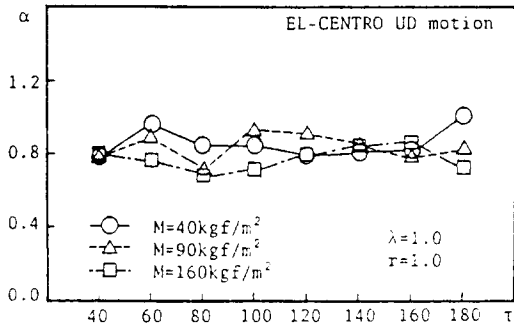
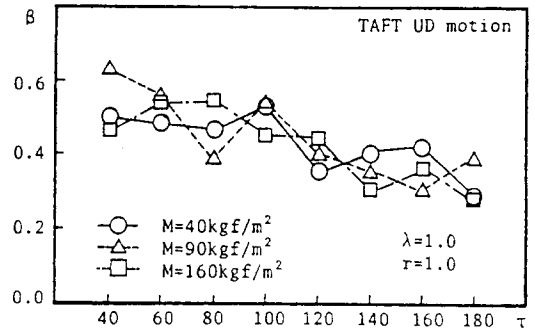
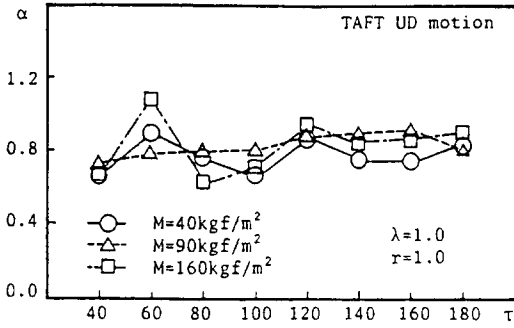


그림 8 지진파별 α - τ 관계($\gamma=1.0, r=1.0$)(M =단위체적당 중량)

그림 9 지진파별 β - τ 관계($\gamma=1.0, r=1.0$)(M =단위체적당 중량)

대신에 $S_D(h, T_{11}, A_k)$ 를 사용하면 각 지진파에 대해 얻어지는 β 의 性狀에 비교적 편차가 크고 또 휨 모멘트의 응답이 고차 모우드에 대한 민감성이 충분히 평가되지 않았기 때문이다. SI, S_D 는次元이 같고 (26)식과 같이 단주기성분의 영향이 포함된 형태로 표현되므로 고차 모우드에 대한 지진파의 영향이 어느정도 반영된 것으로 생각된다. 따라서 β 를 SI 의 함수로 표현하였다.

3.4 해석결과의 분석

그림 8에 각 지진동에 대한 α 와 τ 의 관계가 $\lambda=1.0, r=1.0$ 의 경우에 대해 표시되어 있다. 여기서 $\lambda=1.0$ 의 경우, $\alpha=\alpha_x=\alpha_y, \beta=\beta_x=\beta_y$ 로 되므로 이하에서는 α, β 로 표기한다. Fig. 8을 보면 각 case 모두 M 에 의한 변동은 거의 보이지 않고 τ 에 관하여 α 가 일정한 값으로 분포하는 경향을 보이고 있다. 또 그림 8의 abc를 비교해보면 지진파에 따른 α 값의 분포도 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 그림 9는

각 지진파별로 β 와 τ 와의 관계를 $\lambda=1.0$, $r=1.0$ 의 경우에 대하여 표시한 그림이다. 이것도 α 의 값이 M 값에 따른 변동이 크게없고 각각 τ 값이 증가할 수록 α 값이 감소하는 경향을 보이고 있다. 지진파별 편차도 적어서 (22)식으로 휨 모멘트응답을 충분히 평가할수있다고 생각된다. 해석결과와 r 값별 평균치 및 분산을 표 1,2에 정리하였다.

4. 결 어

상하 지진동을받는 지붕형 편평철의 진동방정식을 유도하고 실지진동을받는 편평 철의 應答解析例를 소개하였다. 지면관계상 자세히 소개못한 아쉬움이 있지만 이해에 도움이되기를 바라는 바램으로 마친다. 